



# Analyse du comportement mécanique de l'interface entre un enduit d'isolation thermique innovant et son support structurel

Mathieu Eymard

## ► To cite this version:

Mathieu Eymard. Analyse du comportement mécanique de l'interface entre un enduit d'isolation thermique innovant et son support structurel. Génie civil. Université de Grenoble, 2014. Français. NNT : 2014GRENA025 . tel-01308204

**HAL Id: tel-01308204**

**<https://theses.hal.science/tel-01308204>**

Submitted on 27 Apr 2016

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

## THÈSE

Pour obtenir le grade de

## DOCTEUR DE L'UNIVERSITÉ DE GRENOBLE

Spécialité : **Génie civil et sciences de l'habitat**

Arrêté ministériel : 7 août 2006

Présentée par

**Mathieu EYMARD**

Thèse dirigée par **Pascal PERROTIN**  
codirigée par **Jean-Patrick PLASSIARD**

préparée au sein du **Laboratoire LOCIE**  
dans l'**École Doctorale SISEO**

# Analyse du comportement mécanique de l'interface entre un enduit d'isolation thermique innovant et son support structurel

Thèse soutenue publiquement le **02 Décembre 2014**,  
devant le jury composé de :

**M. Fabrice GATUINGT**

Professeur des universités au laboratoire LMT de Cachan, Rapporteur

**M. Christophe PETIT**

Professeur des universités au laboratoire 3MSGC d'Egletons, Rapporteur

**M<sup>me</sup> Mylène DEVAUX**

Professeure au laboratoire iTEC de Fribourg, Suisse, Examinatrice

**M. Stéphane LE FAY**

Directeur opérationnel, ParexGroup, Examineur

**M. Pierre VACHER**

Professeur des universités au laboratoire SYMME d'Annecy-le-Vieux, Examineur

**M. Pascal PERROTIN**

Maître de conférences HDR au laboratoire LOCIE, Directeur de thèse

**M. Jean-Patrick PLASSIARD**

Maître de conférences au laboratoire LOCIE, Codirecteur de thèse







## Remerciements

Je tiens tout d’abord à remercier mes directeurs de thèse Pascal Perrotin et Jean-Patrick Plassiard pour leur accompagnement, leur soutien et leurs conseils avisés tout au long de ces trois années de thèse.

Je remercie également l’ensemble des membres du jury : Madame Mylène Devaux et Messieurs Pierre Vacher, Fabrice Gatuingt, Christophe Petit et Stéphane Le Fay.

Je tiens également à remercier tous les membres du LOCIE pour la bonne humeur et les bonnes conditions de travail qui m’ont été offertes. Merci aussi à Thierry Goldin et Cedric Poinard pour leur temps et les efforts réalisés dans les différents montages expérimentaux. Je n’aurai pas pu réussir sans eux.

Je souhaiterais également remercier les différents partenaires du projet Parex-IT pour leur aide, leur expertise et leur savoir-faire.

Un grand merci également à tous mes amis et à toute ma famille pour leur soutien et leurs encouragements tout au long de cette thèse.

Enfin, un grand merci à Laura pour ses encouragements et son soutien indéfectibles, en particulier pendant la fameuse phase de rédaction.



## Résumé

Les recherches effectuées au cours de cette thèse s'inscrivent dans le cadre du projet FUI Parex-IT (PARement EXtérieur pour l'Isolation Thermique). Le but de ce projet est de développer un enduit d'isolation thermique par l'extérieur à fort pouvoir isolant pour la réhabilitation. Plus particulièrement, ces travaux concernent la caractérisation mécanique de l'accroche de cet enduit avec son support structurel. Celui-ci est appliqué par projection directe d'une couche de 4 cm d'épaisseur. En considérant un mur enduit, soumis à des sollicitations horizontales telles que le vent ou le séisme, ce type de mise en place implique une transmission d'efforts de la structure vers l'enduit isolant par l'interface entre les deux matériaux. La résistance de cette interface est donc considérée ici comme la zone critique pour une bonne pérennité du complexe. Parallèlement, une étude équivalente a été menée sur un enduit de finition classique, à titre comparatif.

Deux échelles ont été prises en compte pour l'étude du comportement de cette interface. Une première à l'échelle locale dont l'objectif est de déterminer un critère de rupture de cette interface. Celle-ci a donc été soumise, expérimentalement, à différents états de contraintes entraînant sa rupture. Cependant, les différences importantes de propriétés mécaniques entre cet enduit et son support sont susceptibles, d'après la bibliographie, de provoquer des concentrations de contraintes du point de vue expérimental. Une analyse numérique a donc été réalisée afin de quantifier les écarts obtenus entre les critères expérimentaux et numériques, pour les deux matériaux testés.

A l'échelle d'un mur, l'analyse s'est portée sur une maçonnerie soumise à des sollicitations de cisaillement dans son plan. L'objectif étant tout d'abord d'étudier le comportement d'un mur enduit, et de le comparer à une maçonnerie nue, de référence. Dans un deuxième temps, la pertinence des critères des interfaces support-enduits obtenus à l'échelle locale a été étudiée d'après une étude numérique.

Les analyses par corrélation d'images numériques ont, de manière générale, permis de comparer les comportements expérimentaux et numériques pour faciliter la validation des modèles proposés.

# Table des matières

Table des matières	6
Table des figures	9
Liste des tableaux	16
<b>I Etude de l'interface à l'échelle locale</b>	<b>17</b>
<b>1 Etude bibliographique</b>	<b>19</b>
1.1 Introduction . . . . .	19
1.2 L'interface en fonction de l'échelle considérée . . . . .	19
1.3 Etude expérimentale d'une interface à l'échelle locale . . . . .	21
1.3.1 Les normes européennes . . . . .	21
1.3.2 Matériaux étudiés . . . . .	22
1.3.3 Modes de ruptures . . . . .	22
1.3.4 Détermination expérimentale du critère de rupture de l'interface . . .	23
1.3.5 Théorie des essais expérimentaux . . . . .	24
1.3.6 Les paramètres expérimentaux . . . . .	30
1.3.7 Les essais dans la pratique . . . . .	42
1.4 Conclusions . . . . .	44
<b>2 Expérimentations à l'échelle locale</b>	<b>45</b>
2.1 Objectifs et présentation des essais . . . . .	46
2.2 Choix des matériaux . . . . .	46
2.3 Propriétés mécaniques des matériaux . . . . .	46
2.4 Essai slant-shear . . . . .	48
2.4.1 Procédure et dispositif expérimental . . . . .	48
2.4.2 Principe du logiciel 7D . . . . .	51
2.4.3 Résultats expérimentaux . . . . .	52
2.4.4 Analyse par corrélation d'images avec 7D . . . . .	56
2.5 Essai pull-off (traction uniaxiale) . . . . .	63
2.5.1 Procédure et dispositif expérimental . . . . .	63
2.5.2 Résultats . . . . .	63
2.6 Conclusions . . . . .	64
<b>3 Analyse numérique à l'échelle locale</b>	<b>65</b>
3.1 Présentation et objectifs . . . . .	65

3.2	Définition du modèle . . . . .	65
3.2.1	Géométrie de l'éprouvette . . . . .	65
3.2.2	Conditions aux limites . . . . .	66
3.2.3	Propriétés des matériaux . . . . .	67
3.3	Analyse paramétrique . . . . .	70
3.3.1	Influence du maillage . . . . .	70
3.3.2	Influence du pas de chargement . . . . .	71
3.3.3	Influence du coefficient de poisson $\nu$ . . . . .	73
3.4	Résultats . . . . .	73
3.4.1	Calage du modèle sur les résultats expérimentaux . . . . .	74
3.4.2	Influence des paramètres $c$ et $\phi$ . . . . .	77
3.4.3	Comparaison avec la corrélation d'images . . . . .	77
3.4.4	Analyse des contraintes à l'interface . . . . .	81
3.5	Conclusions et perspectives . . . . .	86

## II Etude à l'échelle d'un mur 87

<b>4</b>	<b>Bibliographie : analyse des murs maçonnés</b>	<b>89</b>
4.1	Contexte . . . . .	89
4.2	Comportement mécanique des éléments de maçonneries . . . . .	90
4.2.1	Les blocs . . . . .	90
4.2.2	Mortier d'assemblage . . . . .	93
4.3	Comportement mécanique d'une maçonnerie . . . . .	96
4.3.1	Essais de compression . . . . .	96
4.3.2	Essais de cisaillement . . . . .	98
4.4	Modélisation d'un système mur . . . . .	107
4.4.1	Techniques de modélisation . . . . .	107
4.4.2	Micro-modélisation . . . . .	108
4.4.3	Macro-modélisation . . . . .	111
4.5	Conclusions . . . . .	112
<b>5</b>	<b>Etude expérimentale à l'échelle du mur</b>	<b>115</b>
5.1	Objectifs de l'étude . . . . .	115
5.2	Matériaux utilisés et réalisation des éprouvettes . . . . .	115
5.2.1	Briques . . . . .	115
5.2.2	Assemblages au mortier de joint mince . . . . .	118
5.2.3	Application des enduits . . . . .	121
5.3	Dispositif expérimental . . . . .	121
5.3.1	Conditions aux limites . . . . .	121
5.3.2	Application des efforts . . . . .	123
5.3.3	Corrélation d'images et synchronisation des résultats . . . . .	123
5.4	Premiers résultats . . . . .	123
5.5	Analyse d'images . . . . .	126
5.5.1	Analyse d'images identiques . . . . .	126
5.5.2	Analyse de la phase de pré-charge . . . . .	127
5.5.3	Analyse de l'essai de cisaillement . . . . .	130

5.6	Conclusions . . . . .	139
<b>6</b>	<b>Etude numérique : échelle du mur</b>	<b>141</b>
6.1	Présentation et objectif . . . . .	141
6.2	Propriétés des matériaux . . . . .	141
6.2.1	Le béton . . . . .	141
6.2.2	La brique . . . . .	141
6.2.3	Les joints horizontaux (JH) : mortier de joints minces . . . . .	143
6.2.4	Joints verticaux (JV) : secs . . . . .	144
6.2.5	Couche d'enduit . . . . .	144
6.3	Modélisation du mur nu . . . . .	144
6.3.1	Géométrie des éprouvettes . . . . .	144
6.3.2	Conditions aux limites . . . . .	145
6.3.3	Analyse paramétrique . . . . .	146
6.3.4	Etude de sensibilité . . . . .	147
6.3.5	Calage et comportement des modèles . . . . .	153
6.4	Résultats pour les murs enduits . . . . .	158
6.5	Conclusions et perspectives . . . . .	161
<b>7</b>	<b>Conclusion et perspectives</b>	<b>163</b>
<b>8</b>	<b>Annexes</b>	<b>165</b>
8.1	Protocole expérimental pour l'essai sur murs . . . . .	165
8.1.1	Portique : généralités . . . . .	165
8.1.2	Positionnement des vérins . . . . .	166
8.1.3	Blocages de la poutre inférieure sur le portique . . . . .	167
8.1.4	Mise en place de l'éprouvette . . . . .	168
8.1.5	Mise en place des systèmes de mesures . . . . .	171
8.1.6	Paramétrage des vérins électriques et hydraulique . . . . .	171
8.2	Résultats complémentaires pour les murs . . . . .	172
8.3	Fonctionnement général du logiciel 7D . . . . .	173
8.3.1	Sélection des images . . . . .	173
8.3.2	Sélection de la zone d'étude . . . . .	173
8.3.3	Corrélation . . . . .	174
8.3.4	Visualisation des résultats . . . . .	176
	<b>Bibliographie</b>	<b>177</b>

# Table des figures

1.1	Représentation multi échelle de l'interface entre un ancien et un nouveau béton, d'après Espeche and Leon (2011). . . . .	20
1.2	Structure de la norme pr en 1504 (en 2001), d'après Raupach (2006). . . . .	21
1.3	Exemples de modes de ruptures pour l'essai slant-shear : à gauche une rupture adhésive d'après Santos et al. (2007) ; à droite une rupture cohésive d'après Saldanha et al. (2013) . . . . .	22
1.4	Cercles de Mohr pour : A traction uniaxiale, B essai brésilien, C compression non confinée, D compression triaxiale et le modèle de courbe enveloppe correspondant au critère. selon Austin et al. (1999) . . . . .	23
1.5	Critère de rupture simplifié pour un matériau soumis à des contraintes normales $\sigma$ et de cisaillement $\tau$ , selon Mays (2001) . . . . .	24
1.6	Représentation schématique de différents essais utilisés pour la mesure de la résistance d'une interface, selon Espeche and Leon (2011) . . . . .	24
1.7	Principe de l'essai slant shear et état de contraintes à l'interface déduit du repère de Mohr, selon Austin et al. Austin et al. (1999) . . . . .	25
1.8	Eprouvette lors de l'essai du Bi-Surface Shear Test, selon Momayez et al. Momayez et al. (2004) . . . . .	26
1.9	A gauche, schéma de principe du "Butterfly Test" et à droite, l'éprouvette positionnée dans l'outil de cisaillement, d'après Ray et al. (2005). . . . .	27
1.10	Schéma de principe de l'essai "Guillotine", d'après Delatte et al. (2000). . . . .	28
1.11	Schéma de principe de l'essai pull-off, d'après Barroso de Aguiar and Daniela Cruz (1998). . . . .	28
1.12	Schéma de principe de l'essai brésilien (ou splitting test) cylindrique, avec distribution élastique théorique des contraintes, selon Espeche et al. Espeche and Leon (2011). . . . .	29
1.13	Schéma de principe de l'essai "Wedge", d'après Tschegg and Stanzl (1991). . . . .	30
1.14	Effet de la filtration du profil de l'interface. A gauche, le profil total, en bas à droite, la composante d'ondulation ou de macro-rugosité et, en haut à droite, la composante de micro-rugosité, d'après Courard (1998). . . . .	32
1.15	Exemples de traitements de surface à l'interface, (a) brut de décoffrage, (b) brossage métallique, (c) sablage, (d) grenaillage, (e) gratté à la main sur état frais, selon Santos and Júlio (2011). . . . .	32
1.16	Résultats obtenus par Júlio et al. (2004) pour des essais slant-shear et pull-off. Différents états de surface ont été testés (1. brut de décoffrage, 2. brossage métallique, 3. et 4. partiellement ébréché (sans ou avec pré-humidification, respectivement) et 5. sablage). . . . .	33



1.17	Profil de la rugosité pour une surface brut de décoffrage, selon Santos and Júlio (2008). . . . .	34
1.18	Profil de la rugosité pour une surface préparée par brossage métallique, selon Santos and Júlio (2008). . . . .	35
1.19	Profil de la rugosité pour une surface préparée par sablage, selon Santos and Júlio (2008). . . . .	35
1.20	Valeurs géométriques de référence obtenues par Santos and Júlio (2008) avec la méthode du "laser roughness analyser". . . . .	36
1.21	Coefficient de corrélation ( $R^2$ ) entre les paramètres de rugosité et la résistance de liaison, d'après Santos and Júlio (2008) avec la méthode du "laser roughness analyser". . . . .	36
1.22	Répartition des contraintes normales (à gauche) et de cisaillement (à droite) le long de l'interface de l'éprouvette slant-shear pour différentes résistances à la compression du béton d'ajout, d'après Júlio et al. (2006). . . . .	38
1.23	Schéma de principe de la projection par voie sèche, d'après Adam et al. (2008) .	38
1.24	Schéma de principe de la projection par voie humide, d'après Adam et al. (2008).	39
1.25	Résultats obtenus par Santos and Júlio (2011) pour des essais slant-shear et pull-off. Les lettres "L" et "E" correspondent respectivement à un séchage en laboratoire et à l'extérieur. Le nombre suivant indique l'âge du substrat (en jours) avant l'ajout du deuxième matériau. . . . .	40
1.26	Résultats de mesures de retrait sur un matériau béton. Comparaison entre un séchage en laboratoire, à l'extérieur et les prévisions données par l'Eurocode 2, d'après Santos and Júlio (2011). . . . .	41
2.1	Essais de caractérisation mécanique de l'enduit isolant. A gauche, rupture lors de l'essai de flexion 3 points. A droite, après rupture lors de l'essai de compression simple. . . . .	47
2.2	Détails du référencement des éprouvettes slant-shear. Explication et valeurs possibles. . . . .	49
2.3	De gauche à droite : un substrat béton dont la surface a été préparée ; la projection de l'enduit isolant ; les éprouvettes finales. . . . .	50
2.4	Demi-éprouvette d'enduit isolant après rupture adhésive de l'éprouvette référencée 2.25.I.a. La zone plus foncée à l'interface correspond à la zone où le séchage à cœur n'était pas terminé à 28 jours. . . . .	50
2.5	A gauche, présentation du dispositif expérimental ; à droite, exemple de photo prise pour réaliser la corrélation d'images. . . . .	51
2.6	Processus itératif utilisé par le logiciel 7D pour l'obtention du champ de déplacement, d'après Grennerat (2006). . . . .	52
2.7	De gauche à droite, une éprouvette (matériau enduit isolant) avec $\alpha = 20^\circ$ , $25^\circ$ et $30^\circ$ , avant et après rupture adhésive de l'interface pour ce dernier. . . . .	53
2.8	Courbes Effort-Déplacement pour l'ensemble des éprouvettes de la troisième série d'essais slant-shear, pour l'enduit isolant. . . . .	53
2.9	Courbes Effort-Déplacement pour l'ensemble des éprouvettes de la deuxième série d'essais slant-shear, pour l'enduit MGF. . . . .	54
2.10	Critères expérimentaux obtenus par essais slant-shear. En rouge pour l'enduit isolant, et en bleu, pour l'enduit Monorex GF. . . . .	55

2.11	Distribution des déformations $\epsilon_{shear}$ , d'après 7D, au cours de l'essai de l'éprouvette 2.20.C.b (éprouvette enduite de MGF en cours d'essai, à gauche ; juste avant la rupture, à droite).	58
2.12	Distribution des déformations $\epsilon_{shear}$ , d'après 7D, au cours de l'essai de l'éprouvette 3.25.I.c (éprouvette enduite d'isolant à la fin de la zone "élastique" ; au pic d'effort ; après radoucissement, juste avant rupture).	59
2.13	Éprouvette 3.25.I.a (ISO) : déplacements latéraux mesurés par corrélation d'images juste avant la rupture et distribution des valeurs obtenues sur la surface considérée.	61
2.14	Éprouvette 2.30.C.b (MGF) : déplacements latéraux mesurés par corrélation d'images juste avant la rupture et distribution des valeurs obtenues sur la surface considérée.	61
2.15	Vecteurs de déplacements à la rupture (x25) obtenus par corrélation d'images pour l'éprouvette 3.25.I.c (ISO).	62
2.16	L'essai pull-off d'enduit isolant avec, de gauche à droite : une éprouvette avec forages pastilles collées ; en cours d'essais ; les modes de rupture obtenus.	63
3.1	Maillage considéré pour une éprouvette avec un angle $\alpha$ de $30^\circ$ , constitué de 87156 éléments. Le plan de symétrie est dans le plan x0z.	66
3.2	Deux vues du maillage de la platine supérieure pour les essais avec le matériau ISO.	67
3.3	Exemple de courbe Effort-Déplacement expérimentale obtenue lors des essais de compression pour la caractérisation du matériau ISO.	68
3.4	Résultats de l'analyse paramétrique pour la détermination du maillage à utiliser, en fonction du nombre d'éléments considérés.	71
3.5	Résultats de l'analyse paramétrique pour la détermination du pas de chargement à utiliser.	72
3.6	Résultats de l'analyse paramétrique pour la détermination du pas de chargement à utiliser - Zoom	72
3.7	Influence du coefficient de Poisson $\nu$ du matériau ISO sur les courbes Effort-Déplacement de l'essai slant-shear.	73
3.8	Comparaison des courbes effort-déplacement obtenues expérimentalement et numériquement, pour $\alpha = 20^\circ$ , $25^\circ$ et $30^\circ$ .	75
3.9	Comparaison des critères d'interface obtenus expérimentalement et numériquement, pour l'enduit ISO.	76
3.10	Comparaison des courbes effort-déplacement obtenues expérimentalement et numériquement, pour $\alpha = 20^\circ$ , $25^\circ$ et $30^\circ$ .	76
3.11	Influence de la variation des paramètres $c$ ( $\pm 1$ kPa, à gauche) et $\phi$ ( $\pm 2^\circ$ , à droite) de l'interface sur les résultats de la simulation. Enduit isolant avec $\alpha=30^\circ$ .	77
3.12	Vecteurs déplacements à la rupture ( $\times 25$ ) obtenus d'après la modélisation (à gauche) et avec 7D (à droite) pour l'éprouvette d'enduit isolant 3.25.I.c.	78
3.13	Éprouvette 3.25.I.a. Déplacements minimaux et maximaux au niveau de la rotule, $\Delta_{v,min}$ et $\Delta_{v,max}$ . Comparaison entre l'analyse d'images (7D) et l'analyse numérique (Cast3m).	78
3.14	Vecteurs déplacements à la rupture ( $\times 5$ ) obtenus d'après la modélisation (à gauche) et avec 7D (à droite) pour l'éprouvette d'enduit MGF 2.30.C.b.	79
3.15	Déformée du portique des essais sous l'effet d'un chargement vertical de 60 kN en partie centrale. Les déplacements en mm.	80
3.16	Exemple de différences de luminosités obtenues entre une éprouvette MGF (2.30.C.a, à gauche) et ISO (3.25.I.c., à droite).	80

3.17	Schéma de principe pour le calcul des contraintes sur la surface de substitution.	81
3.18	Évolution du rapport $r$ tout au long de l'essai. Éprouvette enduit ISO avec $\alpha = 30^\circ$ .	84
3.19	Évolution du rapport $r$ tout au long de l'essai. Éprouvette enduit MGF avec $\alpha = 30^\circ$ .	85
4.1	Exemples d'appareillages pour les murs en briques maçonnés : (a) américain ; (b) français ; (c) flamand ; (d) en pile et (e) en panneresse. D'après Lourenço (1998a).	90
4.2	Comportement mécanique usuel d'un matériau quasi-fragile soumis à de la compression simple (a) et de la traction simple (b), d'après Lourenço (1996).	91
4.3	Brique préparée pour l'essai de cisaillement, à gauche. Durant l'essai, à droite. D'après Tomazevic and Weiss (2012)	91
4.4	Essai de compression diagonale sur une brique, à gauche. Essai "splitting", à droite. D'après Tomazevic and Weiss (2012).	92
4.5	Relations entre différents paramètres de résistances et la résistance en compression des briques creuses. En fonction du volume des alvéoles (a) ; en fonction de l'épaisseur combinée (en % de l'épaisseur) de l'enveloppe et des réseaux (b), d'après Tomazevic and Weiss (2012).	93
4.6	Différentes briques en terre cuite alvéolées testées par Tomazevic and Weiss (2012).	94
4.7	Essais d'adhérence en traction : traction uniaxiale (a) et traction par flexion (b)	95
4.8	Essais de cisaillement possibles sur joints, d'après Lourenço (1998a).	96
4.9	Essais de cisaillement proposé par van der Pluijm (1993), d'après Lourenço (1998a).	96
4.10	Schéma et essai de cisaillement selon la norme EN 1052-4, réalisé par Oliveira et al. (2002), à gauche. Résultats obtenus, à droite.	97
4.11	Schéma d'un essai de compression uniaxiale perpendiculaire au plan de pose, d'après Lourenço (1998a), à gauche. Disposition et instrumentation d'un mur lors d'un essai de compression, d'après Tomazevic and Weiss (2012), à droite.	98
4.12	Représentation schématique des différents types d'essais pour l'évaluation des paramètres de résistance au séismes de murs maçonnés, d'après I.C.B. (1987).	99
4.13	Exemple de configuration proposée par Haach et al. (2013) pour l'étude de murs avec brides latérales.	99
4.14	Influence des brides latérales selon le mode de rupture obtenu : à gauche, en flexion avec l'essai de type "Cantilever" et à droite en cisaillement avec l'essai "Fixed ends".	100
4.15	Modes de ruptures usuels des murs soumis au cisaillement, d'après Haach (2009).	101
4.16	Comportement d'une maçonnerie non renforcée sous combinaison de compression et de cisaillement, d'après Drysdale et al. (1999).	102
4.17	Essais réalisés par Tomazevic and Weiss (2012) sur des briques B3 (Figure 4.6) avec un chargement vertical égal à $0,28 f_c$ pour (a) et $0,15 f_c$ pour (b).	103
4.18	Géométrie et conditions aux limites des essais effectués par Raijmakers and Vermeltfoort (1992).	104
4.19	Résultats expérimentaux tirés de Raijmakers and Vermeltfoort (1992) et résultats numériques d'après Zucchini and Lourenço (2009). (a, b, c) : courbes effort (horizontal)-déplacement, respectivement pour les murs J4D, J6D et J7D, respectivement. (d) : effort vertical en fonction du déplacement horizontal pour le mur J4D.	104
4.20	Fissuration obtenue lors des essais effectués par Raijmakers and Vermeltfoort (1992) sur les murs J4D, J6D et J7D.	105

4.21	Les différentes méthodes pour la modélisation d'un mur maçonné : (a) micro-modélisation détaillée, (b) micro-modélisation simplifiée et (c) macro-modélisation, d'après Lourenço (1996). . . . .	107
4.22	Modes de rupture des maçonneries : (a) rupture en traction du joint ; (b) rupture en cisaillement par glissement du joint ; (c) rupture en traction de la brique (d) rupture en traction diagonale de la brique (e) rupture en compression de la brique, d'après Lourenço (1998b) . . . . .	109
4.23	Comparaison des résultats expérimentaux de Raijmakers and Vermeltfoort (1992) et des résultats numériques obtenus par Lourenço (1996) avec ce modèle. . . . .	110
4.24	Modèle d'interface pour les joints de maçonneries, d'après Lourenço (1998b) . . . . .	110
4.25	Technique d'homogénéisation en deux étapes. (a) Objectif de l'homogénéisation, (b) homogénéisation xy et (c) homogénéisation yx, d'après Lourenço (1996). . . . .	112
5.1	Vue de dessus d'une brique GFR20. . . . .	116
5.2	Schéma des murets testés en compression par le laboratoire CTMNC Clamart, selon la norme 1052-1. . . . .	116
5.3	Exemples de photos prises pour la corrélation d'images. A gauche pour la compression perpendiculairement au joint de pose. A droite, parallèlement au joint de pose. . . . .	117
5.4	Distribution des déformations verticales au sein de la brique pour un chargement perpendiculairement au joint de pose (Réf. 1). . . . .	118
5.5	Application au rouleau du mortier de joint mince sur la poutre en béton armé inférieure par un employé de la société Wienerberger. . . . .	119
5.6	(a) Application de la deuxième couche d'enduit isolant, (b) une maçonnerie avec l'enduit d'isolation thermique, et (c) avec l'enduit Monorex GF. . . . .	121
5.7	Présentation du dispositif expérimental. . . . .	122
5.8	Schéma en vue éclatée des conditions aux limites CLS1 et CLS2 permettant le déplacement latéral du mur ainsi que la répartition de l'effort vertical de pré-chargement. . . . .	122
5.9	Evolution des efforts appliqués par les vérins VE1, VE2 et VH et mesures effectuées par les capteurs M1, M2 et M3 en fonction du temps, pour l'essai B1. . . . .	125
5.10	Evolution de l'effort appliqué par le vérin horizontal VH en fonction de son déplacement. . . . .	125
5.11	Mode de rupture en cisaillement pour l'éprouvette B7 avec en rouge la rupture schématique obtenue au niveau de la maçonnerie, les segments horizontaux et verticaux représentant des ruptures inter-briques, les autres, des ruptures intra-briques. . . . .	126
5.12	Valeurs des vecteurs déplacements moins le déplacement moyen, pour la phase de précharge du mur B1. . . . .	128
5.13	Évolution du déplacement global du mur B1 lors de la phase de précharge. Les 6 zones étudiées sont représentées aux positions 0, 750 et 1500 mm, en partie haute et basse du mur. . . . .	128
5.14	Déformations en cisaillement lors de la phase de pré-charge verticale des murs B1 (à gauche) et B2 (à droite). . . . .	129
5.15	Comparaison des déplacements obtenus par capteur de déplacement et la corrélation d'images, en fonction de l'effort horizontal appliqué, pour les murs nus (B1 et B2). . . . .	132

5.16	Comparaison des déplacements obtenus par capteur de déplacement et la corrélation d'images, en fonction de l'effort horizontal appliqué, pour les murs enduit de MGF (B3, B4 et B5). . . . .	132
5.17	Comparaison des déplacements obtenus par capteur de déplacement et la corrélation d'images, en fonction de l'effort horizontal appliqué, pour les murs enduits d'isolant thermique (B6 et B7). . . . .	133
5.18	Les déplacements horizontaux de la poutre supérieure sont exprimés en fonction des déplacements mesurés par le capteur de déplacements du vérin VH. Pour l'éprouvette B4. . . . .	134
5.19	Correction des courbes expérimentales d'après les déplacements mesurés par corrélation d'images. . . . .	135
5.20	Déformations intra-brique en cisaillement sur la brique centrale de la rangée inférieure de B1. A gauche, une vue 3D de ces déformations. A droite, une vue détaillée de la fissuration intra-brique avec des déformations limitées à 0,002. . .	136
5.21	Directions des déformations principales avant rupture de l'éprouvette B1, d'après 7D, pour un effort horizontal de 66 kN. . . . .	137
5.22	Directions principales lors de la propagation de la rupture pour l'éprouvette B6, d'après 7D. . . . .	138
6.1	Maillage et conditions de chargements utilisés pour un mur nu. Le plan de symétrie de l'éprouvette est dans le plan xOz. . . . .	145
6.2	Exemple d'influence du pas de chargement sur les courbes Effort-Déplacement obtenues pour un mur nu avec le logiciel CAST3M. . . . .	147
6.3	Représentation des trois critères considérés pour les joints horizontaux de la maçonnerie. . . . .	148
6.4	Calage des propriétés d'élasticité orthotrope de la brique. . . . .	149
6.5	Exemple d'influences des paramètres sur le modèle. . . . .	150
6.6	Influence des paramètres du critère des joints horizontaux de la maçonnerie et comparaison avec les résultats expérimentaux. . . . .	151
6.7	Influence du module d'Young considéré pour les joints horizontaux de la maçonnerie ( $E_{jh}$ ) et comparaison avec les résultats expérimentaux. En considérant le critère CRIT1. . . . .	152
6.8	Influence de la résistance en traction de la brique ( $\sigma_{t,bri}$ ) et comparaison avec les résultats expérimentaux. En considérant le critère CRIT1. . . . .	152
6.9	Influence de la résistance en traction des joints horizontaux de la maçonnerie ( $\sigma_{t,jh}$ ) et comparaison avec les résultats expérimentaux. . . . .	153
6.10	Évolution des déformations inélastiques maximales au sein des joints horizontaux du modèle. . . . .	154
6.11	Évolution des déformations inélastiques dans les joints horizontaux et verticaux. A gauche pour un déplacement de 1,8 mm ; à droite, 2,0 mm. . . . .	154
6.12	Évolution de la contrainte normale dans les joints horizontaux. A gauche, au niveau du pic. A droite, après le pic. Six joints horizontaux sont représentés, correspondant aux joints entre briques et entre briques et poutres. . . . .	156
6.13	Évolution de la contrainte $\sigma_{zz}$ (MPa) au sein du modèle, sur la face extérieure. A gauche, au niveau du pic. A droite, après le pic. . . . .	156
6.14	Valeurs des déformations inélastiques au sein de la maçonnerie. A gauche, pour un déplacement horizontal de 3,0 mm (pic) ; à droite, 3,1 mm. . . . .	157

6.15	Schéma de principe de l'évolution de la valeur maximale de la déformation inélastique au sein des briques. . . . .	158
6.16	Évolution des déformations inélastiques au sein des joints horizontaux lors du chargement horizontal. . . . .	158
6.17	Comparaison entre le mur nu et les murs enduits (MGF à venir). . . . .	159
6.18	Comparaison entre le mur nu et les murs enduits (MGF à venir). . . . .	160
6.19	Déformations inélastiques au sein des briques pour la maçonnerie enduite avec ISO. Résultats au pic. . . . .	160
8.1	Portique de chargement du LOCIE. Dimensions globales et numérotation des poutres et poteaux. . . . .	166
8.2	Position des vérins sur le portique. Avec L la longueur de la maçonnerie. . . . .	167
8.3	Position des mors de serrage/centrage. . . . .	167
8.4	Blocages de la poutre inférieure par rapport au glissement (gauche) et au soulèvement (à droite). . . . .	168
8.5	Mise en place de l'éprouvette au sein du portique de chargement. . . . .	169
8.6	Système de rouleaux avant la pose de l'UPN 300. . . . .	170
8.7	Évolution de la fissuration pour le mur nu B1. . . . .	172
8.8	Évolution de la fissuration pour le mur avec enduit isolant B6. . . . .	172
8.9	Logiciel 7D : choix des images utilisées. Exemple pour le mur B1. . . . .	173
8.10	Logiciel 7D : choix de la zone d'étude, du maillage "grid step" et de la fenêtre de corrélation "pattern". . . . .	174
8.11	Logiciel 7D : choix des paramètres complémentaires ; état de l'avancement de la corrélation. . . . .	175
8.12	Logiciel 7D : visualisation des résultats, ici les déplacements horizontaux en fin d'essais. . . . .	176

# Liste des tableaux

2.1	Résultats des essais de caractérisation mécanique des matériaux enduits. . . . .	48
2.2	Résultats moyens des essais de caractérisation des matériaux enduits. * Valeur estimée d'après les résultats d'essais fournis par la société Parexlanko. . . . .	48
2.3	Résultats expérimentaux pour l'essai slant-shear. . . . .	55
2.4	Paramètres $c$ et $\phi$ des critères expérimentaux pour les deux enduits testés. . . .	55
3.1	Paramètres utilisés lors de la modélisation de l'essai slant-shear. . . . .	70
3.2	Paramètres utilisés pour l'analyse paramétrique . . . . .	70
3.3	Paramètres utilisés pour les matériaux béton et enduits. . . . .	74
3.4	Paramètres utilisés pour les matériaux. . . . .	74
5.1	Valeurs moyennes dans les zones traitées par corrélation d'images. . . . .	118
5.2	Détails des caractéristiques des différents murs testés. . . . .	120
5.3	Résultats des analyses d'images identiques. . . . .	120
5.4	Résultats des analyses d'images identiques. . . . .	127
5.5	Résultats du calcul des modules d'Young d'après les déplacements verticaux des poutres inférieures et supérieures des éprouvettes. . . . .	130
5.6	Ecart moyen constaté entre les mesures par capteur de déplacement (M3) et par corrélation d'images (7D). . . . .	131
5.7	Résultats du calcul des modules d'Young des différentes éprouvettes maçonnées. .	134
6.1	Paramètres utilisés lors de la modélisation de l'essai d'un mur soumis au cisaillement.	142
6.2	Caractéristiques générales des maillages considérés. . . . .	146
6.3	Valeurs considérées pour le déplacement horizontal de la poutre supérieure. . . .	146
6.4	Paramètres des critères considérés pour les joints horizontaux de la maçonnerie. .	148
6.5	Paramètres d'élasticité orthotrope considérés pour la brique. . . . .	149
6.6	Valeurs utilisées permettant le calage des courbes Effort-Déplacement numériques sur les résultats expérimentaux. . . . .	155

## **Première partie**

### **Etude de l'interface à l'échelle locale**





# Chapitre 1

## Etude bibliographique

### 1.1 Introduction

De nombreux auteurs, dont les travaux seront discutés dans cette partie, ont étudié les problématiques d'interface entre deux matériaux. La majeure partie concerne la réparation, voire le renforcement d'une structure béton avec un second béton ayant les mêmes, voire de meilleures propriétés mécaniques. Bien que la problématique de cette étude soit très proche de ces travaux, les différences importantes de propriétés mécaniques entre le support structural et l'enduit isolant sont à l'origine de phénomènes particuliers, que la bibliographie ne permet pas d'appréhender complètement. Pour cette raison l'étude bibliographique a pour principal objectif de synthétiser les travaux déjà effectués dans ce domaine afin d'avoir une vision globale des phénomènes régissant la tenue mécanique de cette interface sous différents types de sollicitations. Les études expérimentales et numériques ont ensuite permis d'obtenir plus d'informations sur le comportement de cette association de matériaux très différents mécaniquement.

L'étude d'une interface demande donc au moins deux matériaux, pas forcément différents. On distinguera donc le matériau support appelé substrat (généralement béton) et le matériau d'ajout (qui est généralement un béton dans la bibliographie, de même propriétés mécaniques, voire meilleures, dans un contexte de réparation ou de renforcement structural).

### 1.2 L'interface en fonction de l'échelle considérée

Il existe différentes façons de représenter une interface en fonction de l'échelle d'étude considérée (Figure 1.1) :

- l'échelle macroscopique considère l'interface comme une seule couche. A cette échelle, ce sont les propriétés mécaniques des bétons jeune et ancien, ainsi que celles de l'interface, qui sont considérées,
- l'échelle mésoscopique est tirée des travaux de Beushausen and Alexander (2008). Bien que les auteurs observent expérimentalement des ruptures à l'interface, la rupture a lieu en réalité au sein d'un des deux matériaux. Par conséquent, ils en concluent que la zone la plus fragile n'est pas l'interface en elle-même mais le matériau situé très proche de celle-ci,
- A l'échelle microscopique, Xie et al. (2002) séparent l'interface en trois couches distinctes allant de l'ancien au nouveau béton (Figure 1.1, (c)) : la première est la couche

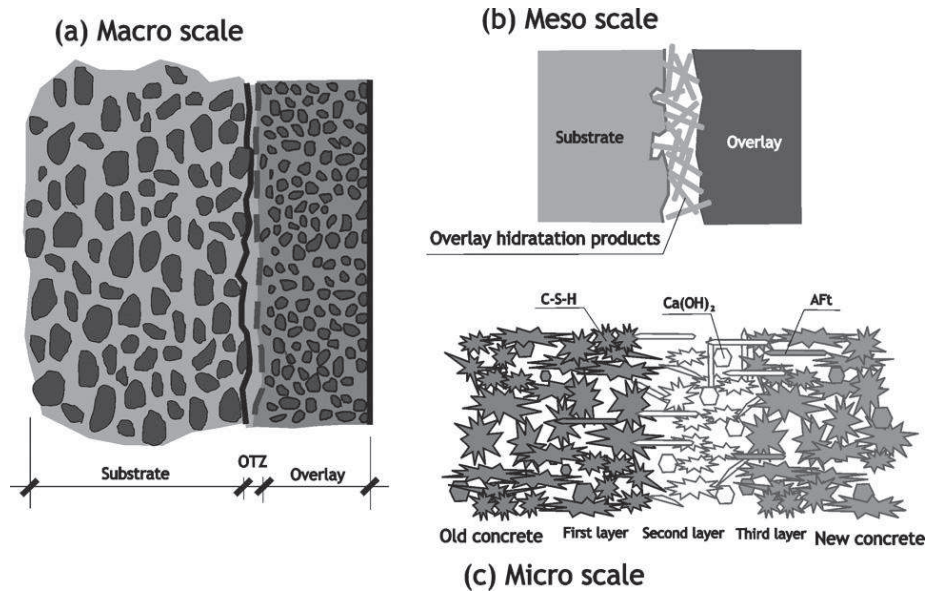


FIGURE 1.1 – Représentation multi échelle de l'interface entre un ancien et un nouveau béton, d'après Espeche and Leon (2011).

pénétrante, elle se trouve à l'intérieur du béton ancien et est en grande partie composée de CSH (Calcium Silicate Hydrate). Selon l'auteur cette couche n'a pas d'influence néfaste sur la résistance de l'interface. En effet, les ions actifs présents dans le béton jeune vont réagir avec le ciment de l'ancien béton. Les produits de ces réactions vont boucher les pores de l'ancien béton pour former la couche pénétrante, dont la structure peut s'avérer plus fine que l'ancien béton. Par conséquent, son influence est plutôt bénéfique par rapport au comportement mécanique de l'interface. La seconde est la couche fortement affectée et qui est localisée à la frontière entre le jeune et l'ancien béton. Cette couche est très poreuse et principalement composée de cristaux de portlandite ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ) et d'ettringite (AFt). En effet, le béton étant un matériau hydrophile, il en résulte un flux hydrique vers l'ancien béton. Cela conduit donc, localement, à une augmentation du rapport eau/ciment qui entraîne une augmentation du nombre et de la taille des cristaux de portlandite et d'ettringite, à l'origine d'une plus grande porosité de cette couche. Ainsi, cette couche est généralement considérée comme la plus faible de l'interface, déterminant ainsi ses performances mécaniques. La troisième couche est la couche faiblement affectée. Elle est située à l'intérieur du jeune béton. La quantité et la forme des cristaux présents dans cette couche sont similaires à celles du jeune béton. Sa résistance est par conséquent supérieure à la couche fortement affectée.

Pour cette étude, la composition chimique précise de l'enduit isolant à tester n'est pas connue car protégée par des brevets auxquels nous n'avons pas accès. Par conséquent, les réactions chimiques ayant lieu à l'interface n'ont pas été abordées. De plus, l'objectif est ici de déterminer une méthode de caractérisation de l'interface à différentes échelles macroscopiques : une échelle locale correspondant à une éprouvette d'un volume considéré comme représentatif, et à l'échelle d'un mur. Ces échelles ont été choisies de manière à pouvoir, d'une part, identifier une méthode de mesure intéressante et efficace à l'échelle locale, et de vérifier sa pertinence à une échelle supérieure. L'objectif étant de permettre aux industriels

d'avoir une méthode fiable pour mesurer la résistance de l'interface, pour de multiples états de contraintes et de manière à couvrir l'ensemble des sollicitations pouvant intervenir sur un système de ce type. De plus, les travaux de Xie et al. (2002) ont montré que la résistance de l'interface entre deux bétons est dimensionnée par une seule couche au sein de l'ensemble.

Par conséquent, l'échelle macroscopique peut être utilisée pour le reste de l'étude. Les travaux issus de la littérature, et présentés dans cette partie, vont dans ce sens. Le choix de l'échelle macroscopique est donc plus approprié pour pouvoir comparer convenablement les résultats obtenus selon l'échelle considérée. Par conséquent, trois zones particulières seront distinguées : le substrat (ou support), le matériau d'ajout et l'interface entre ces deux matériaux.

## 1.3 Etude expérimentale d'une interface à l'échelle locale

### 1.3.1 Les normes européennes

Les travaux de Mays (2001) permettent de faire un bilan des normes existantes au sein de l'union européenne. Les normes européennes pour la protection et la réparation de structures en béton ont été rédigées par le sous comité 8 (SC8) du comité technique 104 du CEN. Leur objectif était de préparer la norme pr EN 1504 - Produits et systèmes pour la protection et la réparation des structures en béton. La structure de cette norme est détaillée dans la figure 1.2, d'après Raupach (2006). Les autres normes présentées dans ce manuscrit sont liées aux différents essais utilisés pour déterminer la résistance d'une interface entre deux matériaux, par exemple.

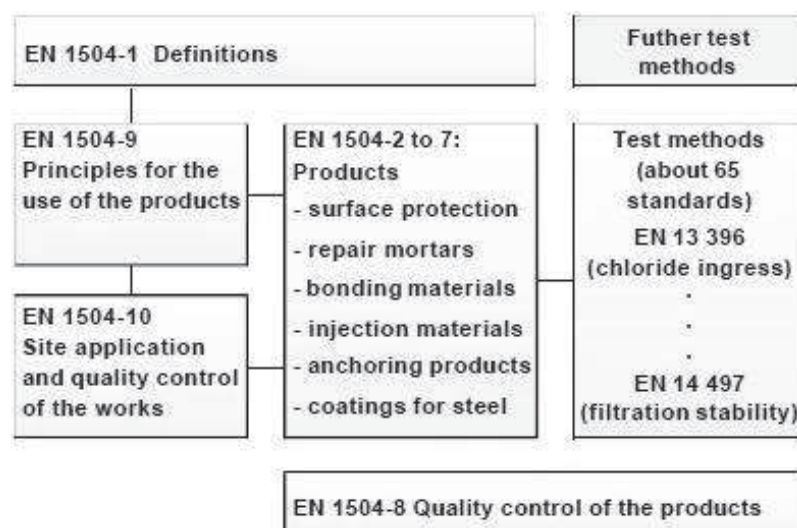


FIGURE 1.2 – Structure de la norme pr en 1504 (en 2001), d'après Raupach (2006).

### 1.3.2 Matériaux étudiés

La littérature est fournie en études d'interfaces entre matériaux à base cimentaire de type béton. L'objectif est principalement la réparation d'un béton voire son renforcement. Les matériaux d'ajouts mis en place possèdent donc généralement des caractéristiques mécaniques proches du matériau support voire plus élevées dans le cas d'un renforcement structural.

Cette étude bibliographique ne concerne pas les renforts à base de matériaux résineux, tels que les résines époxy, etc. Elle est structurée de manière à aborder, dans un premier temps, une partie théorique avec la présentation des différents critères utilisés pour modéliser le comportement des matériaux, ainsi que la théorie des différents essais existants. La présentation des paramètres expérimentaux ainsi que leurs influences pratiques au niveau des essais est ensuite discutée.

### 1.3.3 Modes de ruptures

Lors d'essais permettant la mesure de la résistance d'une interface, plusieurs modes de ruptures peuvent intervenir. Ils ne sont pas tous propices à une interprétation précise de la résistance de l'interface. En effet, d'après Pacheco-Torgal et al. (2008), le mode de rupture est caractérisé par la localisation de la rupture dans le spécimen. Une rupture adhésive est considérée lorsque le plan de rupture est positionné le long de l'interface (Figure 1.3, gauche). Une rupture cohésive intervient lorsqu'au moins un des matériaux atteint sa limite en compression (ou traction, suivant le type d'essai). Celui-ci rompt par écrasement. Il est également possible de rencontrer un mode mixte où une partie de la rupture a lieu à l'interface et une autre au sein d'un des deux matériaux. Selon plusieurs auteurs, comme Pacheco-Torgal et al. (2008) et Saldanha et al. (2013), une rupture non adhésive ne permet d'obtenir qu'une borne inférieure de la résistance de l'interface. Par conséquent, si l'on souhaite mesurer le comportement d'une interface, une rupture adhésive est préférable.

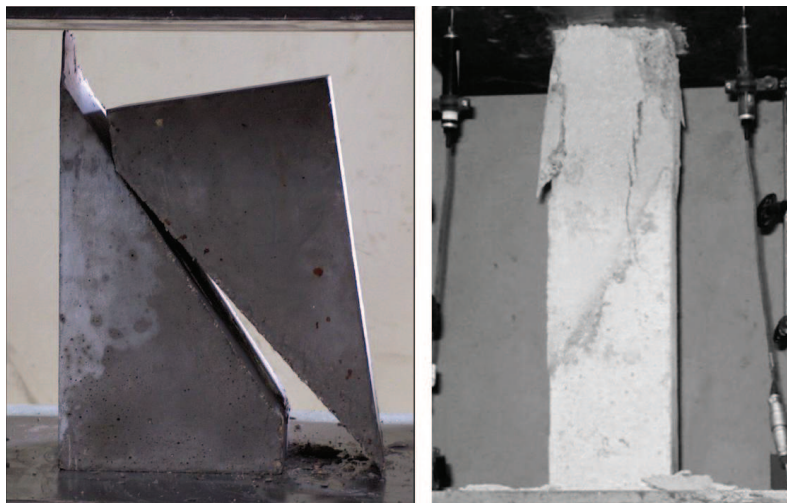


FIGURE 1.3 – Exemples de modes de ruptures pour l'essai *slant-shear* : à gauche une rupture adhésive d'après Santos et al. (2007) ; à droite une rupture cohésive d'après Saldanha et al. (2013)

### 1.3.4 Détermination expérimentale du critère de rupture de l'interface

Les nombreux essais proposés dans la littérature permettent de soumettre une interface à différents états de contraintes. En considérant que l'on obtient une rupture adhésive pour un nombre suffisant d'états de contraintes, le critère de rupture d'un type d'interface peut être déduit (Figure 1.4). D'après Momayez et al. (2005), chacun de ces essais donne une information complémentaire sur le comportement de l'interface. Cependant, étant donné les différences au niveau de la géométrie des éprouvettes et/ou du mode d'application de la charge, il peut être difficile de comparer directement ces essais les uns avec les autres.

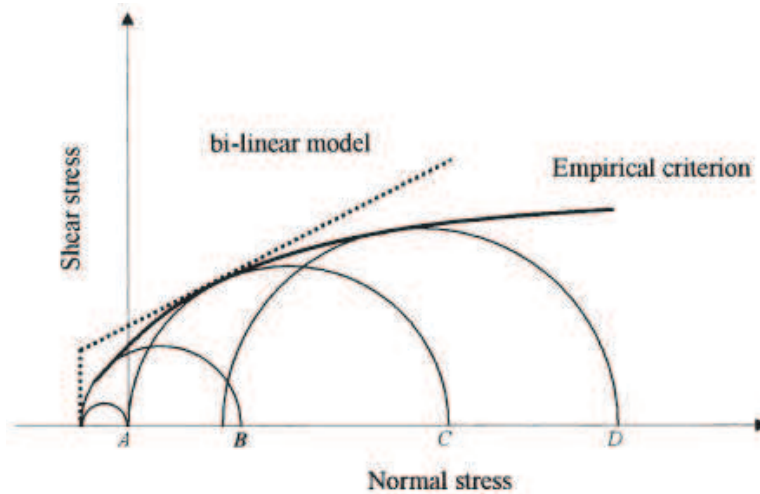


FIGURE 1.4 – Cercles de Mohr pour : A traction uniaxiale, B essai brésilien, C compression non confinée, D compression triaxiale et le modèle de courbe enveloppe correspondant au critère. selon Austin et al. (1999)

Mays (2001) décrit une méthode de définition du critère de rupture à l'interface d'une couche d'accroche disposée entre deux éléments en acier. Il utilise pour cela un essai de cisaillement oblique appelé "slant-shear test" (SST) en compression en faisant varier l'angle d'interface. Un essai de traction uniaxiale appelé essai "pull-off" permet de compléter ces résultats pour obtenir une approximation du critère de rupture (Figure 1.5). Il obtient trois points du critère par le SST (un pour chaque angle d'interface considéré) et un point avec l'essai "pull-off".

Afin de pouvoir construire une loi de comportement, des essais mécaniques sont utilisés afin de soumettre un matériau à différents états de contraintes. Par conséquent, une attention particulière doit être apportée au choix et à la réalisation de ces essais, dans le but d'obtenir une loi de comportement cohérente avec le comportement réel du matériau.

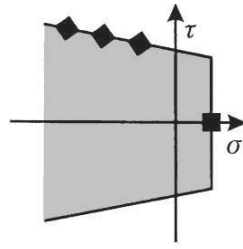


FIGURE 1.5 – Critère de rupture simplifié pour un matériau soumis à des contraintes normales  $\sigma$  et de cisaillement  $\tau$ , selon Mays (2001)

### 1.3.5 Théorie des essais expérimentaux

De nombreux essais existent dans la littérature. Ils permettent de soumettre une interface à différents états de contraintes (Figure 1.6). D'après Momayez et al. (2005), il est possible de

	In-situ tests
	'Pure' shear and shear and compression tests
	Direct and indirect tension tests

FIGURE 1.6 – Représentation schématique de différents essais utilisés pour la mesure de la résistance d'une interface, selon Espeche and Leon (2011)

distinguer trois catégories d'essais pour déterminer la résistance de liaison entre un substrat béton et son matériau d'ajout, selon l'état de contraintes à l'interface entre les deux matériaux. La première mesure la résistance en traction de la liaison, avec l'essai pull-off (Figure 1.6, (a)), l'essai de traction directe (Figure 1.6, (l)), l'essai brésilien (Figure 1.6, (m) et (n)) qui en sont les essais principaux. La seconde catégorie d'essais mesure la résistance de la liaison sous sollicitations de cisaillement. De nombreux essais ont été développés dans cette



catégorie (Figure 1.6, (c), (f), (g), (h), (i), (j), (k)). La troisième catégorie soumet l'interface à une combinaison de contraintes de compression et de cisaillement (Figure 1.6, (d) et (e)).

#### a) L'essai slant-shear (SST)

Le principe de cet essai (Figure 1.6, (e)) est de soumettre l'interface à une combinaison de contraintes de compression et de cisaillement en fonction de l'angle d'interface considéré. En effet, en appliquant une contrainte  $\sigma_0$  sur l'éprouvette, on obtient une certaine combinaison de contraintes moyennes de compression  $\sigma_{n,moy}$  et de cisaillement  $\tau_{moy}$  à l'interface (Figure 1.7), calculées par :

$$\sigma_{n,moy} = \frac{F_{Rupt.}}{S_{int.} \cdot \sin(\alpha)} \quad (1.1)$$

$$\tau_{moy} = \frac{F_{Rupt.}}{S_{int.} \cdot \cos(\alpha)} \quad (1.2)$$

avec  $F_{rupt.}$  l'effort maximal appliqué lors de l'essai, et  $S_{int.}$  la surface totale de l'interface de l'éprouvette slant-shear considérée. Ainsi, il est possible, d'après Espeche and Leon (2011) et

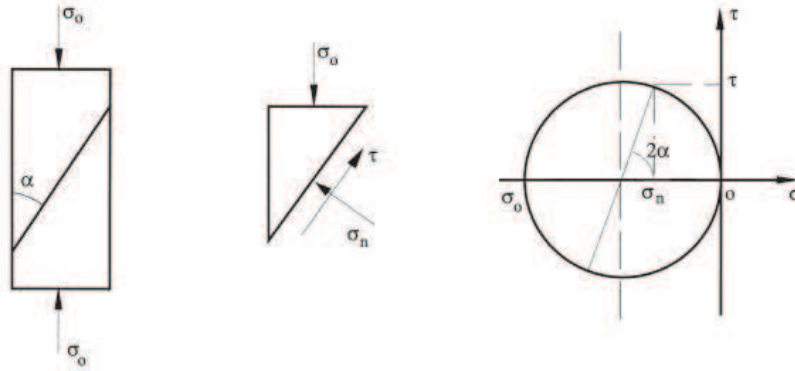


FIGURE 1.7 – Principe de l'essai slant shear et état de contraintes à l'interface déduit du repère de Mohr, selon Austin et al. Austin et al. (1999)

Austin et al. (1999), de représenter cet état de contraintes dans un repère de Mohr. Donc en faisant varier l'angle d'interface  $\alpha$ , il est possible d'obtenir plusieurs points du critère dans la zone compression-cisaillement de ce repère.

Cet essai a été proposé pour la première fois en 1976 par Kreigh (1976) pour évaluer la résistance de liaison entre matériaux résineux à base époxy. Les spécimens utilisés étaient des cylindres de 150 mm de diamètre et de 300 mm de hauteur, avec un angle d'interface  $\alpha$  de  $30^\circ$  par rapport à la verticale. En 1978, cet essai a été adopté par Tabor (1978) pour l'étude de la liaison entre deux bétons, à l'aide d'éprouvettes prismatiques. Il est maintenant présent au niveau normatif dans plusieurs pays comme en Grande Bretagne (BS-6319 (1984)), aux Etats-Unis (ASTM-C-882/C-882M (1998) et AASHTO-T-237 (2009)) et dans l'Union Européenne (EN-1992-1-1 (2005)). Une variante en traction de cet essai a été testée par Austin et al. (1999). Le principe de l'essai reste le même, l'interface étant soumise à une combinaison de traction et de cisaillement. La variation de l'angle  $\alpha$  permet également de tester différentes combinaisons de contraintes. Les contraintes normales et tangentielles sont



calculées de la même façon que l'essai slant shear en compression. L'avantage de cet essai est qu'il permet de mieux estimer la forme du critère dans la zone soumise à des contraintes de traction, dans le repère de Mohr.

### b) Les essais de cisaillement "purs"

Les essais dits de "cisaillement purs" sont nombreux (Figure 1.6, (c), (f), (g), (h), (i), (j), (k)) et permettent théoriquement d'obtenir, en cas de rupture adhésive, la valeur de résistance au cisaillement pour une contrainte normale nulle, ce qui représente un point du critère de rupture. La résistance au cisaillement étant calculée par la formule :

$$\tau_{moy} = \frac{F_{Rupt.}}{S_{int.}} \quad (1.3)$$

Avec  $F_{Rupt.}$  l'effort de cisaillement à la rupture et  $S_{int.}$  l'aire de l'interface. On peut distin-

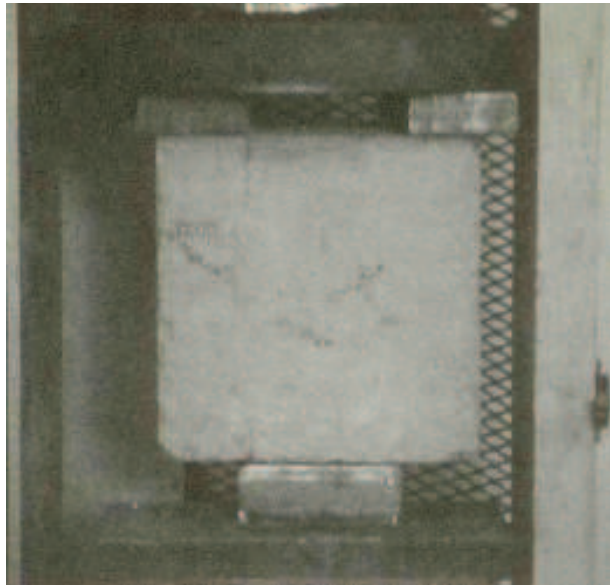


FIGURE 1.8 – *Eprouvette lors de l'essai du Bi-Surface Shear Test, selon Momayez et al. (2004)*

guer dans cette catégorie différents essais comme le "Bi-Surface Shear Test", proposé par Momayez et al. (2004). Cet essai possède un seul plan de cisaillement. Le substrat béton occupe les deux tiers du moule et le béton d'ajout le tiers restant (Figure 1.8). La dimension de l'ensemble de l'éprouvette est de  $150 \times 150 \times 150 \text{ mm}^3$ . Le principal avantage de cet essai est l'application symétrique du chargement, transmis à l'éprouvette par trois platines en acier. L'auteur affirme qu'il provoque un état de cisaillement qui représente plus fidèlement l'état de contraintes rencontré dans de nombreuses structures. Cet essai peut également permettre de tester des mortiers de réparation, à la place du béton d'ajout.

Le "Butterfly Test" a été proposé par Ray et al. (2005) pour soumettre l'interface à un état de cisaillement pur. L'éprouvette est constituée de deux parties ayant la forme d'un "papillon" et des encoches le long du périmètre de l'interface. La hauteur de l'éprouvette est

de 102 mm, la plus grande et la plus petite largeur ayant respectivement pour dimensions 127 mm et 76 mm. L'épaisseur de chaque moitié de l'éprouvette est de 38 mm. L'interface a donc pour dimensions 76x102 mm<sup>2</sup>. Un outil a été spécialement conçu pour tester ce type d'éprouvettes afin de lui fournir un confinement latéral et ainsi empêcher le développement de contraintes de traction au sein de l'interface (Figure 1.9). Ainsi, l'éprouvette est testée en cisaillement.

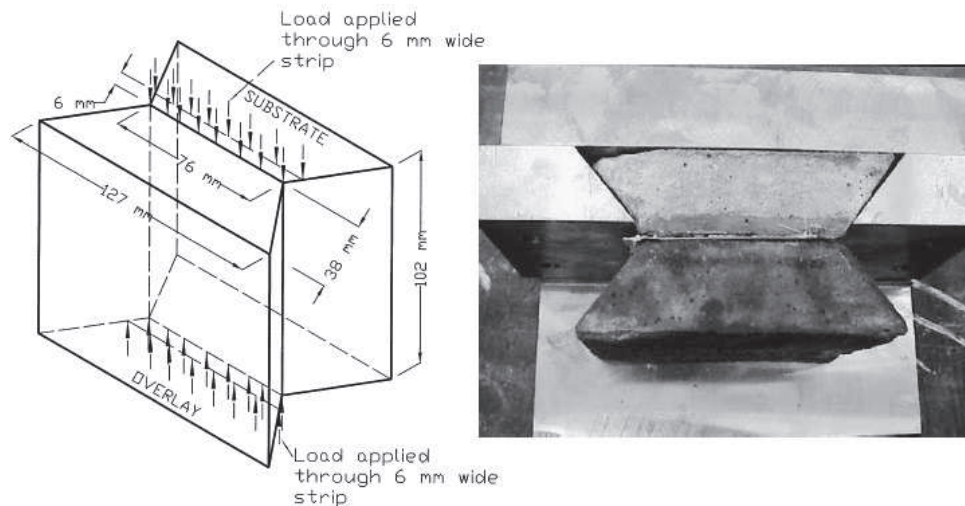


FIGURE 1.9 – A gauche, schéma de principe du "Butterfly Test" et à droite, l'éprouvette positionnée dans l'outil de cisaillement, d'après Ray et al. (2005).

Delatte et al. (2000) utilisent un essai appelé "Guillotine Test". L'éprouvette utilisée est un cylindre de 100 mm de diamètre, composé d'un substrat béton et d'un béton d'ajout. Le principe de l'essai repose sur celui de la boîte de cisaillement, appelé aussi boîte de Casagrande. Un effort de compression est appliqué sur le cylindre, au niveau de l'interface, induisant un effort de cisaillement sur celle-ci (Figure 1.10). D'après Delatte et al. (2000) cet essai est le plus adéquate pour mesurer la résistance au cisaillement d'une interface au sein d'un laboratoire. Il est cependant difficile à réaliser *in situ* du fait de la difficulté d'extraire une éprouvette non endommagée.

L'essai "Push-off" est généralement adopté pour mesurer la résistance au cisaillement d'une interface lorsque des armatures traversent celle-ci. Il est également appelé "L-shaped test". L'éprouvette est composée de deux parties en béton ayant la forme d'un "L" liées au niveau de l'interface. (Figure 1.6, (f)).

D'après Santos (2009), l'essai de cisaillement direct est l'essai le plus simple pour évaluer la résistance au cisaillement entre deux matériaux. Il peut être effectué avec un seul plan de cisaillement, d'après Li et al. (1997) ou deux, d'après Chen et al. (1995) (Figure 1.6, (j)). Cet essai soumet l'éprouvette composite à deux efforts de compression opposés. Le cisaillement moyen est obtenu en divisant l'effort à la rupture par la surface de l'interface.

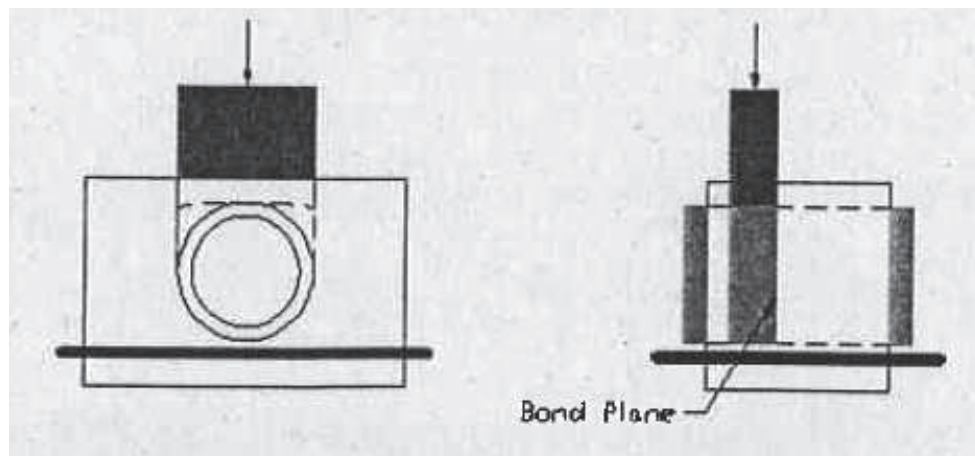


FIGURE 1.10 – Schéma de principe de l'essai "Guillotine", d'après Delatte et al. (2000).

### c) Les essais de traction

Afin de mesurer l'adhérence entre deux matériaux, les essais de traction sont généralement préférés, d'après Austin et al. (1995), du fait de leur relative simplicité, de l'état de contrainte engendré et de leur possible utilisation *in situ*. Un des essais les plus répandu pour

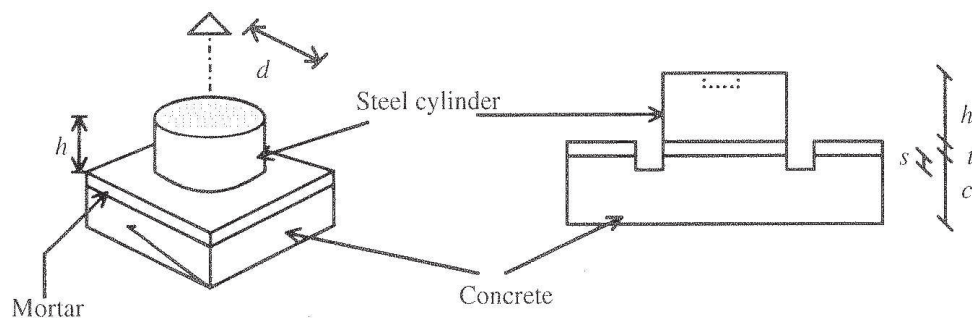


FIGURE 1.11 – Schéma de principe de l'essai pull-off, d'après Barroso de Aguiar and Daniela Cruz (1998).

la détermination de la résistance en traction est l'essai "Pull-off". Il est utilisé pour mesurer la résistance en traction d'un matériau d'ajout d'une épaisseur de  $t$  (Figure 1.11) appliqué sur un matériau support, généralement en béton. Le substrat a une épaisseur  $c$ . Une découpe circulaire de diamètre  $d$  est effectuée sur l'éprouvette et sur une profondeur de  $t+s$ . Ensuite, un cylindre métallique, de diamètre  $d$  est collé sur le matériau d'ajout. L'application de l'effort de traction est réalisée par l'intermédiaire de ce cylindre jusqu'à rupture. Cet essai permet donc de connaître un point du critère de rupture à l'interface, dans le cas d'une rupture adhésive. Le matériel nécessaire à cet essai étant facilement transportable, il est possible de réaliser des tests à la fois en laboratoire et *in-situ*. Cela permet donc de tester les conditions réelles d'accroche en traction d'un matériau sur un autre et de les comparer aux résultats obtenus en laboratoire.

L'essai de traction direct (Figure 1.6, (l)) est défini par la norme ASTM-C-1404 (2003) pour mesurer la résistance à la traction de l'interface entre deux matériaux. L'éprouvette est soumise à deux forces de traction opposées transmises par deux platines en acier collées à chaque extrémités. L'alignement de l'éprouvette avec les forces de traction est primordial, des excentricités introduisant de la flexion, et pouvant donc fausser les résultats.

L'essai brésilien, également appelé "Splitting test", a été introduit par Akazawa (1943) et développé ensuite par Carneiro and Barcellos (1953) pour estimer la résistance en traction d'un béton. Au niveau normatif, il est défini par les normes EN-12390-6 (2012) et ASTM-C-496 (1991). Il peut également être utilisé pour mesurer la résistance en traction d'une interface entre deux bétons (Ramey and Strickland (1984) et Espeche and Leon (2011), par exemples). Le principe de l'essai est d'appliquer deux efforts de compression opposés, dirigés parallèlement à l'interface (Figure 1.12). Cette sollicitation a pour effet de générer un état de contraintes biaxial avec des contraintes verticales de compression et des contraintes horizontales de traction. D'après Santos (2009), la procédure décrite par la norme EN-12390-6 (2012) est pertinente pour un essai sur une éprouvette monolithique. Cependant, il est difficile, dans le cas d'une éprouvette comportant deux matériaux, d'assurer une répartition égale des efforts entre les deux parties en raison d'une probable différence de rigidité des deux matériaux. A noter que Santos (2009) a modifié le mode d'application de l'effort. En effet, les barres semi-circulaires en acier utilisées pour la transmission de l'effort à l'éprouvette ont été retournées. Ainsi, ce n'est plus la surface circulaire qui est en contact avec l'éprouvette mais la surface plane. Une bande en caoutchouc de 3 mm d'épaisseur a été utilisée pour assurer un contact doux entre la barre semi-circulaire en acier et l'éprouvette en béton.

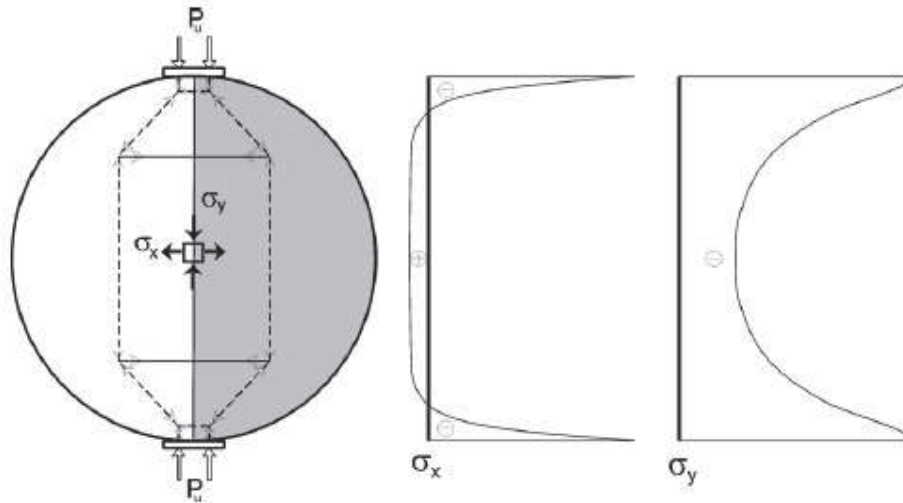


FIGURE 1.12 – Schéma de principe de l'essai brésilien (ou splitting test) cylindrique, avec distribution élastique théorique des contraintes, selon Espeche et al. Espeche and Leon (2011).

D'après la figure 1.13, on observe que l'éprouvette utilisée pour l'essai wedge est parallélépipédique. Chaque moitié de l'éprouvette est constituée d'un matériau différent. Au niveau de l'interface, en partie supérieure, une rainure horizontale permet l'initiation de la rupture à l'interface. En connaissant l'angle du "wedge", il est possible d'en déduire la force horizontale

$F_H$  qui a permis la rupture en traction. L'angle du "wedge" étant faible, environ  $5^\circ$  à  $10^\circ$  d'après Tschegg and Stanzl (1991), la composante verticale  $F_V$  reste faible.

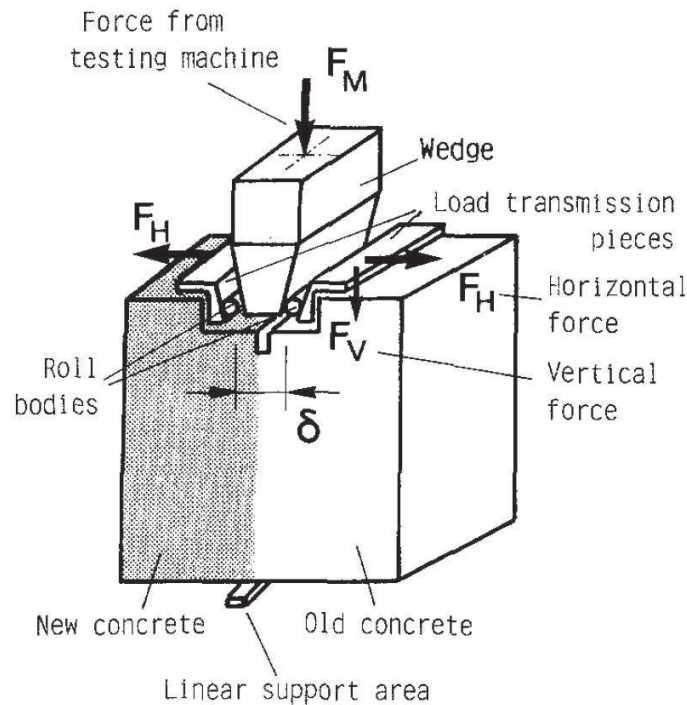


FIGURE 1.13 – Schéma de principe de l'essai "Wedge", d'après Tschegg and Stanzl (1991).

La bibliographie a montré que les essais de traction sont largement utilisés, avec une préférence pour l'essai pull-off. En effet, en plus de fournir un effort de traction uniaxial à l'interface, cet essai a la possibilité d'être utilisé *in situ* afin de permettre une comparaison avec les résultats de laboratoire. De plus, ce type d'essai permet d'obtenir le point de fermeture en traction du critère de rupture de l'interface. Cette donnée pouvant s'avérer importante pour une bonne détermination du critère de rupture d'une interface.

### 1.3.6 Les paramètres expérimentaux

Les travaux de nombreux auteurs ont permis d'identifier plusieurs paramètres expérimentaux influençant la résistance d'une interface. En voici une liste non exhaustive et pouvant s'appliquer de manière assez générale sur le matériau béton. Celle-ci tient compte :

- de la propreté du substrat,
- du traitement de surface utilisé,
- de la caractérisation de la géométrie du substrat,
- de la différence de rigidité entre les deux matériaux,
- de l'éventuelle utilisation d'un gobetis,
- de la mise en place par projection,
- du retrait différentiel,
- des conditions de séchage,
- de l'humidité du substrat,
- de la géométrie des éprouvettes.



**a) Propreté du substrat**

Il est reconnu par de nombreux auteurs comme Austin et al. (1995) et Austin et al. (1999) que la présence de poussières, d'huile, de graisses, etc. à l'interface au moment de la mise en place du matériau d'ajout réduit de manière significative la qualité de la liaison entre les deux matériaux, et donc la résistance de l'interface. La poussière peut être nettoyée à l'air comprimé, comme le préconisent Santos and Júlio (2011) pour éviter toute influence de ce paramètre sur les résultats expérimentaux. Les huiles et graisses nécessitent l'utilisation d'un détergent et peu d'informations sont disponibles sur l'éventuel effet de ce type de traitement sur la résistance d'interface. Par conséquent, il est préférable de protéger cette interface de toute projection graisseuse.

Un traitement chimique peut également permettre une préparation de la surface avant l'application du matériau d'ajout. Cependant, d'après Júlio et al. (2004), il est difficile de garantir l'absence de résidus chimiques à l'interface une fois celle-ci "nettoyée".

D'après Austin et al. (1995), selon la technique utilisée pour préparer l'interface, ce problème peut être évité. Le sablage permet par exemple d'obtenir une surface propre une fois le traitement réalisé.

**b) Traitement de surface du substrat**

De nombreux auteurs ont étudié l'impact de la rugosité du substrat sur la résistance de l'interface, comme Austin et al. (1999), Beushausen and Alexander (2008), Júlio et al. (2004), Momayez et al. (2005), Momayez et al. (2004), Pacheco-Torgal et al. (2008), Santos and Júlio (2011). D'après Garbacz et al. (2004), la rugosité est l'un des facteurs les plus influents sur la fiabilité et la durabilité d'une réparation dans le cas de deux bétons d'âges différents. L'objectif du traitement de surface est de supprimer les couches de matériaux qui sont à l'origine d'une diminution de l'adhésion. De plus, l'augmentation de la rugosité permet d'augmenter la surface de contact entre les deux matériaux.

D'après Austin et al. (1995), la résistance d'une liaison dépend des caractéristiques physiques et chimiques des éléments (substrat, matériau d'ajout, ainsi qu'une possible couche d'accroche). En effet, la liaison est considérée comme étant principalement due à une adhésion, bien que le verrouillage mécanique ait une influence. Ce dernier est dépendant de la géométrie fine de l'interface et donc de sa rugosité car lié à la pénétration du matériau d'ajout dans les aspérités plus ou moins importantes du substrat. Le terme de rugosité est parfois utilisé de manière assez générale. Cependant, il est préférable de distinguer deux notions différents : la micro-texture et la macro-texture. D'après Santos (2009), un profil d'une surface est composé d'une large gamme de fréquences. La composante la plus faible correspond à la macro-texture et représente l'ondulation du profil dont l'amplitude est comprise entre 0,5 mm et 50 mm, contrairement à la micro-texture, liée à une gamme de fréquences plus élevées et une amplitude comprise entre 1µm et 0,5 mm. L'objectif de l'auteur est d'extraire la composante d'ondulation du profil pour ne conserver que la micro-texture, c'est à dire la rugosité du profil (Figure 1.14).

Différentes méthodes de préparation de surfaces existent et ont été testées par de nombreux auteurs afin de déterminer laquelle est la plus efficace. La figure 1.15 présente l'état de surface obtenu sur du béton en fonction de différentes méthodes. De manière générale, l'augmentation de la rugosité se traduit par une augmentation de la résistance de l'interface. Cependant, l'utilisation de méthodes dites "lourdes", tel que le martelage, est à éviter car

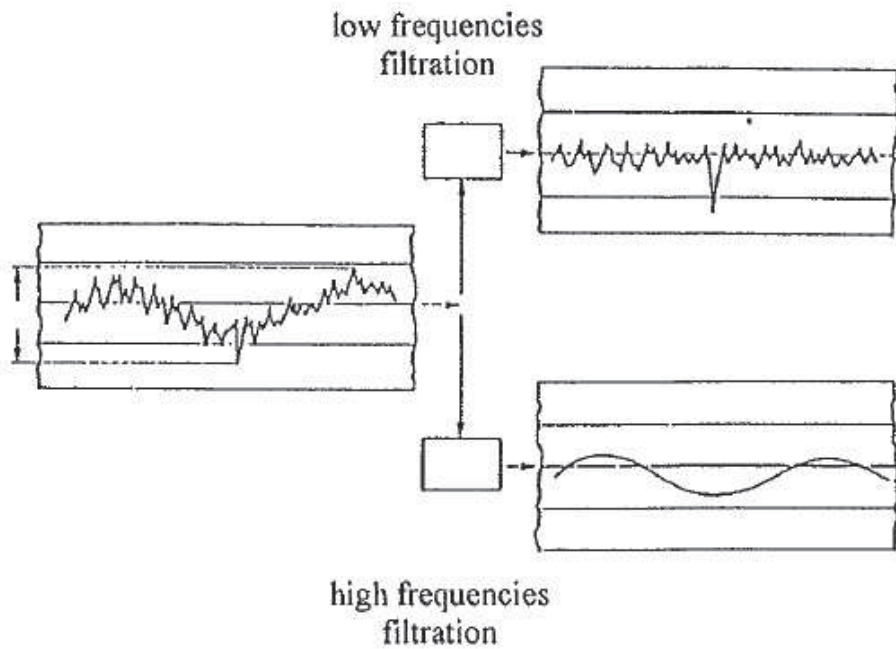


FIGURE 1.14 – Effet de la filtration du profil de l'interface. A gauche, le profil total, en bas à droite, la composante d'ondulation ou de macro-rugosité et, en haut à droite, la composante de micro-rugosité, d'après Courard (1998).

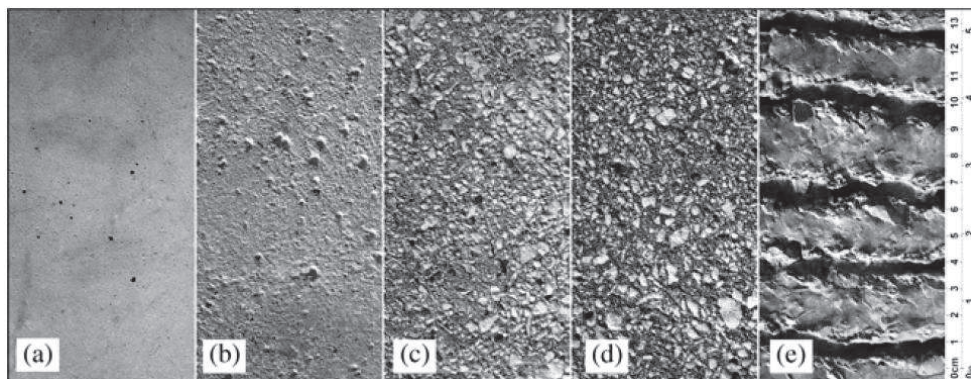


FIGURE 1.15 – Exemples de traitements de surface à l'interface, (a) brut de décoffrage, (b) brossage métallique, (c) sablage, (d) grenaillage, (e) gratté à la main sur état frais, selon Santos and Júlio (2011).

elles peuvent créer des micro-fissures au niveau de substrat et ainsi fragiliser la résistance de liaison. Il est donc préférable d'utiliser des méthodes dites abrasives tel que le brossage métallique, le sablage, le grenaillage ou l'hydrodémolition. Cette dernière étant considérée par plusieurs auteurs, tels que Talbot et al. (1994) ou Santos and Júlio (2013), comme la plus efficace car :

- elle n'introduit pas de micro-fissuration du substrat,
- elle peut retirer du béton et simultanément nettoyer les éventuelles armatures,
- de grandes surfaces peuvent être préparées en relativement peu de temps,

- les surfaces préparées présentes une rugosité uniforme,
- elle est généralement à l'origine des meilleures valeurs de résistance de la liaison.

Lorsque le milieu ne permet l'utilisation d'eau, le sablage et le grenaillage sont considérées comme les plus efficaces, notamment d'après Júlio et al. (2004) (Figure 1.16) : les auteurs montrent que le sablage est la technique la plus efficace parmi celles utilisées pour leur étude, que ce soit par rapport à la résistance au cisaillement, testée avec l'essai slant-shear, ou bien la résistance à la traction, testée avec l'essai pull-off. Pour ce dernier, on observe que cette technique de préparation de surface permet d'obtenir une résistance à l'arrachement proche de la résistance en traction du matériau, ce qui traduit une bonne exploitation de la résistance des matériaux. De plus, l'humidification du substrat ne semble pas avoir d'influence significative pour l'état de surface partiellement ébréché. Il aurait été intéressant de voir son influence avec les autres états de surface.

Concernant le coefficient de variation des résultats expérimentaux, des valeurs assez proches ont été obtenues entre le brossage métallique et le sablage (8,90% et 8,56%, respectivement, d'après Júlio et al. (2004) ; 19,36% et 18,40%, respectivement, d'après Santos and Júlio (2011)). De manière générale, la surface brute de décoffrage est à l'origine des adhésions mécaniques les plus faibles et des coefficients de variation les plus importants.

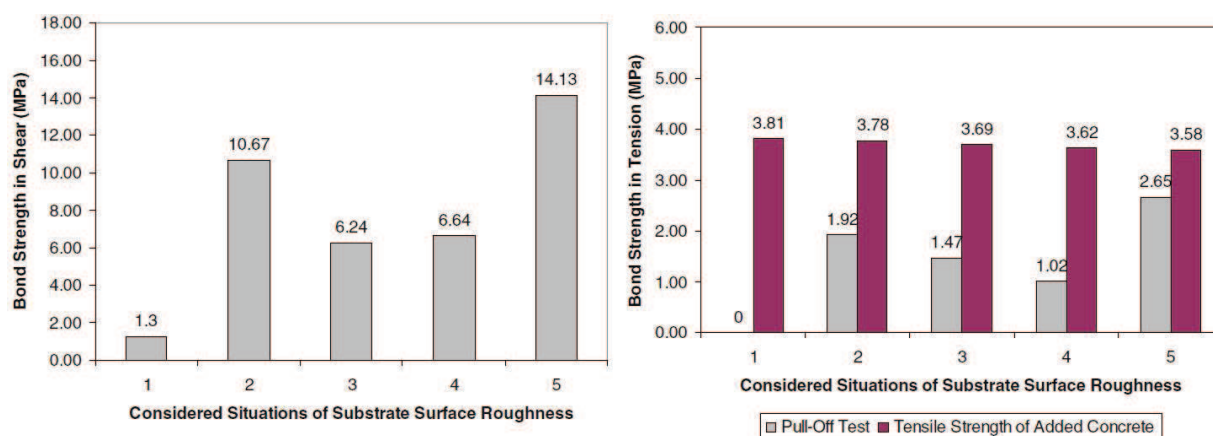


FIGURE 1.16 – Résultats obtenus par Júlio et al. (2004) pour des essais slant-shear et pull-off. Différents états de surface ont été testés (1. brut de décoffrage, 2. brossage métallique, 3. et 4. partiellement ébréché (sans ou avec pré-humidification, respectivement) et 5. sablage).

En considérant donc qu'un ensemble très varié de contraintes peut intervenir à l'interface, il est nécessaire de créer un état de surface efficace quelle que soit le type de sollicitations, et donc qui ne risque pas de la fragiliser pour certains types de sollicitations. En effet, d'après les expériences menées par Austin et al. (1999) la sensibilité de l'essai slant-shear à la microfissuration est faible car les contraintes de compression peuvent être transmises par celles-ci, contrairement à des contraintes de traction. Il est donc important de ne pas se fier à un seul état de contrainte (donc un seul essai) pour déterminer quel est le traitement de surface le plus efficace. L'objectif est donc de créer une paroi suffisamment rugueuse pour maximiser la surface d'accroche entre les deux matériaux, mais en minimisant les potentielles microfissures au niveau du substrat, défavorables à des contraintes de traction par exemple. A noter que d'après les travaux de Cleland et al. (1992), dans ses conditions expérimentales,



lorsque l'interface du substrat peut être considérée comme solide et propre, l'influence de la rugosité de cette interface diminue.

La préparation de la surface est généralement effectuée mécaniquement mais l'utilisation d'agents chimiques peut également être considérée. Cependant, d'après Cleland et al. (1992) (cité par Austin et al. (1995)), le traitement chimique pose problème au niveau de la propreté du substrat. Les expériences menées montrent que même si la surface est très rugueuse, la résistance est inférieure à une rugosité plus faible mais créée mécaniquement. De plus, il est difficile de s'assurer que tous les résidus chimiques soient correctement nettoyés. Il est également important de préciser que ces méthodes comportent des risques pour les applicateurs qui doivent se munir des protections nécessaires. Cette étude se concentrera donc sur une préparation mécanique de l'interface.

### c) Caractérisation de la géométrie de l'interface

D'après Santos (2009), de manière générale, le traitement de surface dépend de plusieurs facteurs, tels que le type de méthode employée, la durée du traitement, l'expérience de l'applicateur, etc. Tous ces facteurs ont une influence sur l'état de surface de l'interface. Plusieurs auteurs ont donc essayé d'identifier différents facteurs, uniquement géométriques, et caractéristiques de la surface. L'objectif est donc de séparer les composantes d'ondulation et de rugosité du profil, ainsi que de mesurer l'impact des facteurs géométriques définissant cette rugosité sur la résistance de l'interface.

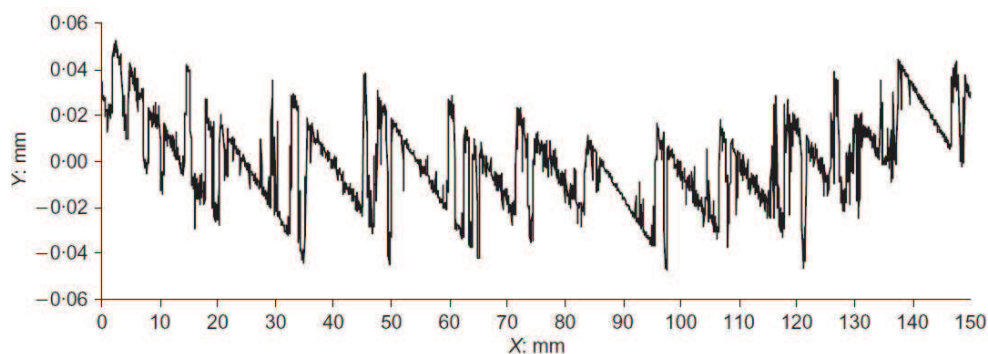


FIGURE 1.17 – Profil de la rugosité pour une surface brut de décoffrage, selon Santos and Júlio (2008).

Il est cependant difficile d'estimer quantitativement la rugosité du substrat. D'après Santos et al. (2007), la rugosité du substrat est généralement évaluée qualitativement : concernant l'étude du cisaillement entre deux bétons d'âges différents, la norme EN-1992-1-1 (2005) préconise, en l'absence d'informations détaillées, que les surfaces soient qualifiées de très lisses, lisses, rugueuses ou très rugueuses. Par conséquent, l'évaluation de la rugosité en est très subjective. Dans cet article, les auteurs proposent une méthode d'évaluation quantitative de la rugosité en fonction de la méthode de préparation utilisée, il en tire les résultats présentés sur les figures 1.17, 1.18 et 1.19.

D'après Santos and Júlio (2008) il existe une corrélation linéaire ( $R^2 > 0,99$ ) entre la résistance de liaison en cisaillement pur et le "Maximum Valley Depth" ( $R_v$ ) (Figures 1.20 et

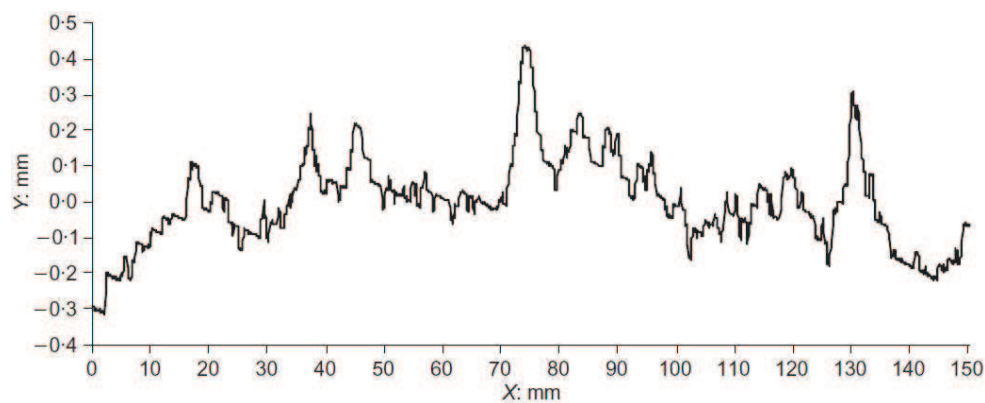


FIGURE 1.18 – Profil de la rugosité pour une surface préparée par brossage métallique, selon Santos and Júlio (2008).

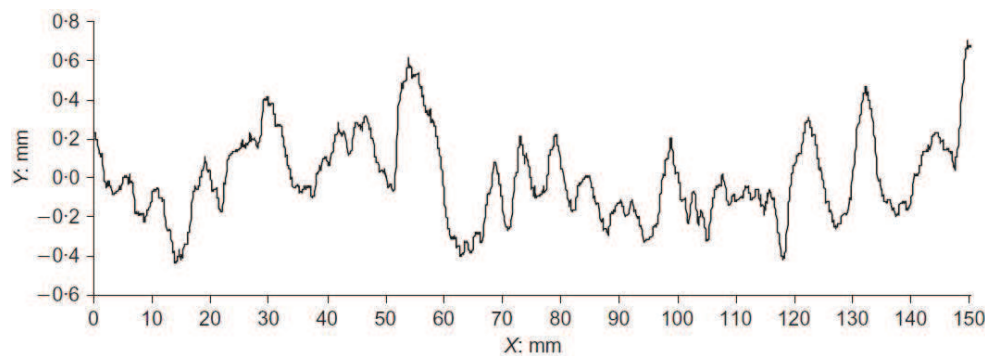


FIGURE 1.19 – Profil de la rugosité pour une surface préparée par sablage, selon Santos and Júlio (2008).

1.21) dont les valeurs sont égales à 0,078 mm, 0,451 mm et 0,580 mm, respectivement pour l'état de surface brut de décoffrage, brossage métallique et sablage.

La rugosité du substrat est donc un des facteurs les plus influents sur la résistance de l'interface. Il est également le plus documenté. Si l'étude de l'impact des différentes méthodes de préparation d'une interface est importante, il est aussi primordial d'étudier les méthodes qui permettent de quantifier cette rugosité, de manière à limiter les erreurs et aléas inhérents à une mesure quantitative de la rugosité. Santos and Júlio (2013) ont récemment publié un récapitulatif des différentes méthodes de mesures existantes. A noter que les travaux de thèse de Santos (2009) montrent que le brossage métallique est la technique où le coefficient de variation est le plus faible en ce qui concerne la corrélation entre les paramètres de rugosité et le traitement de surface utilisé. En effet, pour le brossage métallique, le coefficient de variation est au maximum de 20% ; à comparer à une surface brute de décoffrage (40%) et à une surface préparée par sablage (60%).

La rugosité du support est donc l'un des paramètres les plus étudiés dans le cadre d'une problématique d'adhérence entre deux matériaux cimentaires. De manière générale, l'augmentation de la rugosité a tendance à améliorer la liaison entre les deux matériaux, en termes de résistance au cisaillement et à la traction. Cependant, l'utilisation de méthodes trop brutales

Roughness parameter: mm	Laser roughness analyser		
	Left as-cast	Wire-brushing	Sand-blasting
Average roughness, $R_a$	0.019	0.129	0.227
Mean peak-to-valley height, $R_{z(DIN)}$	0.106	0.391	1.015
Maximum peak-to-valley height, $R_{max}$	0.146	0.555	1.553
Mean third highest peak-to-valley height, $R_{3z}$	0.097	0.376	0.998
Maximum third highest peak-to-valley height, $R_{3zmax}$	0.136	0.541	1.537
Ten points height, $R_{z(ISO)}$	0.146	0.846	1.697
Total roughness height, $R_y$	0.156	0.864	1.710
Root-mean-square (RMS) profile height, $R_q$	0.024	0.160	0.309
Mean peak height, $R_{pm}$	0.054	0.209	0.623
Maximum peak height, $R_p$	0.079	0.413	1.130
Mean valley depth, $R_{vm}$	0.052	0.182	0.392
Maximum valley depth, $R_v$	0.078	0.451	0.580

FIGURE 1.20 – Valeurs géométriques de référence obtenues par Santos and Júlio (2008) avec la méthode du "laser roughness analyser".

Roughness parameter	Coefficient of correlation ( $R^2$ )	
	Laser roughness analyser	
	Shear	Tension
Average roughness, $R_a$	0.9748	0.9762
Mean peak-to-valley height, $R_{z(DIN)}$	0.8908	0.8936
Maximum peak-to-valley height, $R_{max}$	0.8788	0.8817
Mean third highest peak-to-valley height, $R_{3z}$	0.8891	0.8919
Maximum third highest peak-to-valley height, $R_{3zmax}$	0.8780	0.8810
Ten points height, $R_{zISO}$	0.9504	0.9523
Total roughness height, $R_y$	0.9520	0.9539
Root-mean-square (RMS) profile height, $R_q$	0.9596	0.9613
Mean peak height, $R_{pm}$	0.8691	0.8721
Maximum peak height, $R_p$	0.8927	0.8955
Mean valley depth, $R_{vm}$	0.9240	0.9264
Maximum valley depth, $R_v$	0.9999	0.9998

FIGURE 1.21 – Coefficient de corrélation ( $R^2$ ) entre les paramètres de rugosité et la résistance de liaison, d'après Santos and Júlio (2008) avec la méthode du "laser roughness analyser".

peut détériorer le substrat et avec lui, l'adhérence entre les deux matériaux, en particulier pour les sollicitations de traction. Du point de vue du mode de rupture, l'augmentation de la rugosité à tendance à provoquer un changement de mode de rupture, du mode adhésif vers le mode cohésif. Il est important de rappeler que le mode cohésif ne permet d'obtenir qu'une limite basse de la résistance de l'interface.

Vu son influence notable sur la résistance d'adhésion, il est donc important de pouvoir mesurer (ou estimer) la géométrie du support en fonction des différentes techniques utilisées. Les travaux de Santos permettent de mettre en avant les paramètres géométriques influant sur la résistance mécanique de l'interface et d'estimer la valeur de ces paramètres en fonction de la préparation de surface utilisée.

#### d) La différence de rigidité

La différence de modules d'Young entre les deux matériaux peut provoquer des concentrations de contraintes à l'interface. Ces dernières peuvent plus ou moins biaiser les résultats expérimentaux, qui sont calculés en moyennant les contraintes sur l'interface. Plusieurs auteurs ont déjà identifié ce phénomène, comme Santos and Júlio (2011), qui concluent leurs travaux sur le fait que des recherches plus poussées sont à entreprendre, ou Austin et al. (1999) qui identifient cette différence comme équivalente à un excentrement de la résultante de la force appliquée lors de l'essai slant-shear, calculé tel que :

$$e = \frac{M}{P} = \frac{\frac{\frac{bK_2}{2} + K_1}{K_2} \ln \frac{K_1 + bK_2}{K_1} - b}{\ln \frac{K_1 + bK_2}{K_1}} \quad (1.4)$$

Avec  $e$  l'excentricité (m)

$\beta = E_1/E_2$  le ratio des modules d'Young

$K_1 = S\beta + S + L$

$K_2 = \beta \cot(\alpha) - \cot(\alpha) \quad (\beta \neq 1)$

et quand  $\beta = 1$ ,  $e = 0$  et aucune excentricité n'est causée.

Toujours pour l'essai slant-shear, Júlio et al. (2006) considèrent un substrat dont la résistance à la compression est proche de 30 MPa. Les matériaux d'ajout testés, destinés à un renforcement structurel, ont différentes résistances à la compression proches de : 30 MPa, 50 MPa et 100 MPa. A l'aide d'un modèle numérique aux éléments finis, ils étudient la répartition des contraintes normales et de cisaillement le long de l'interface, en considérant les matériaux comme élastiques (Figure 1.22). On note donc qu'une différence importante au niveau des propriétés mécaniques des deux bétons, ici la résistance à la compression et donc le module d'Young, a une influence significative sur la distribution des contraintes le long de l'interface.

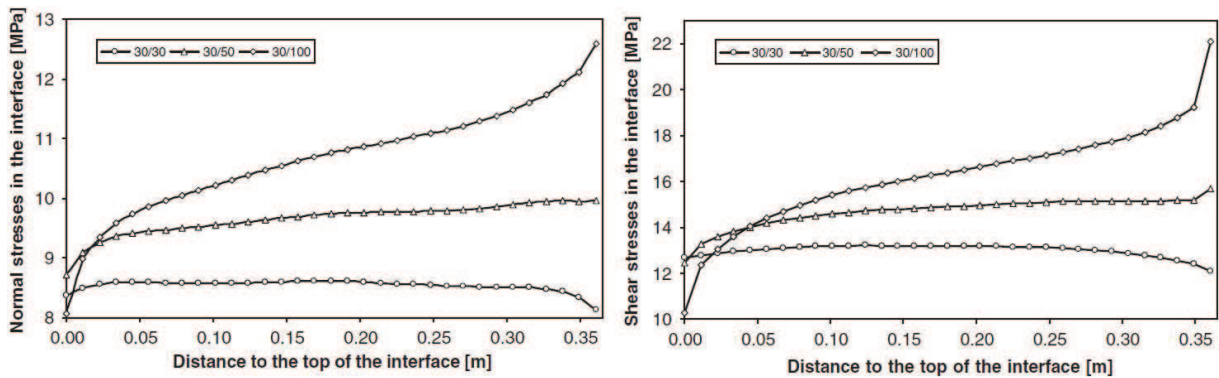


FIGURE 1.22 – Répartition des contraintes normales (à gauche) et de cisaillement (à droite) le long de l'interface de l'éprouvette slant-shear pour différentes résistances à la compression du béton d'ajout, d'après Júlio et al. (2006).

### e) Utilisation d'un gobetis ou d'une barbotine

D'après Courard (1999), la barbotine d'accrochage permet d'assurer un meilleur accrochage du mortier sur le béton support par création d'une couche riche en liant et donc susceptible d'assurer plus de liaisons, des liaisons plus fortes avec le béton support d'une part, et avec le mortier de réparation d'autre part. Les principaux points faibles sont un coût plus élevé et un temps de mise en œuvre plus important lié au délai de séchage de cette couche intermédiaire.

### f) Mise en place par projection

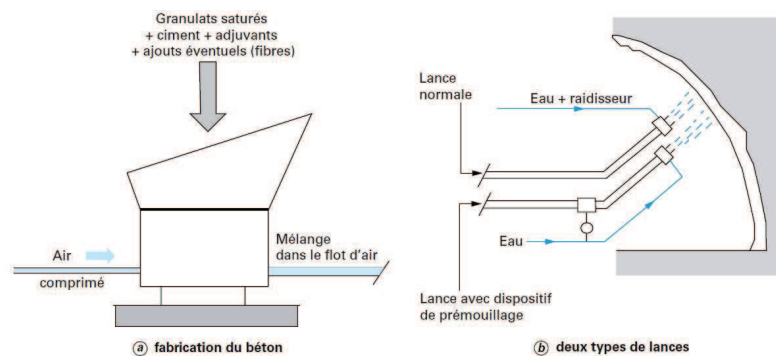


FIGURE 1.23 – Schéma de principe de la projection par voie sèche, d'après Adam et al. (2008)

D'après Courard (1999), lors de la projection par voie sèche, la couche en contact avec le support est riche en liant car les granulats et les grains de sable, possédant une énergie cinétique plus grande, rebondissent sur le support, jusqu'à ce que la couche de liant soit suffisamment épaisse pour amortir leur impact. Cela permet donc une meilleure pénétration dans le support du fait d'une granulométrie plus fine.



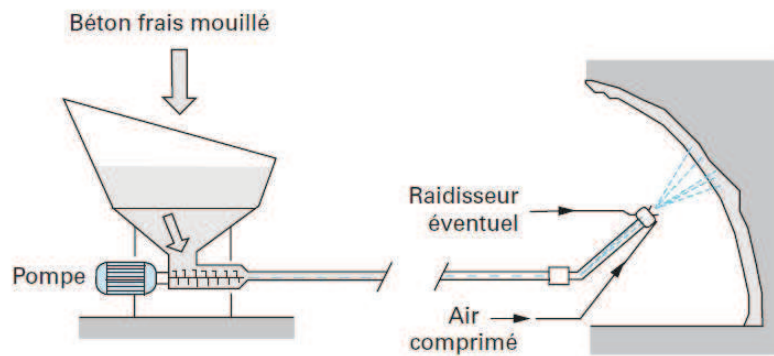


FIGURE 1.24 – Schéma de principe de la projection par voie humide, d'après Adam et al. (2008).

La différence principale entre les deux techniques de projection, par voie sèche ou humide, est que, dans le premier cas, l'eau (et les éventuels adjuvants liquides) sont mélangés au niveau de la buse. L'applicateur détermine la quantité d'eau à ajouter au mélange, par conséquent, l'expérience de l'applicateur a une influence sur la qualité du béton projeté et donc sur la qualité de la liaison. Par voie humide, le mélange est déjà effectué et donc l'influence de l'applicateur est diminuée dans ce cas, d'après Talbot et al. (1994).

### g) Âge du substrat et retrait différentiel

Santos and Júlio (2011) ont testé la résistance au cisaillement entre deux matériaux béton (contexte de réparation voire de renforcement structurel) et ont constaté, de manière générale, une augmentation de la résistance avec l'augmentation de l'âge du substrat avant le coulage du matériau d'ajout (tous les essais étant réalisés 28 jours après le dernier coulage) (Figure 1.25 dont les abréviations utilisées : LAC, WB, SAB, SHB et HS correspondent aux états de surfaces présentés sur la figure 1.15). Ce résultat n'était pas attendu car la résistance de l'interface est supposée diminuer avec l'augmentation du retrait différentiel entre les matériaux. Une étude numérique a permis aux auteurs de corroborer ces résultats et de conclure sur ce point. En effet, les efforts de compression ont éliminé les sollicitations de traction causées par le retrait différentiel à l'interface. Ce résultat semble encourageant d'un point de vue de la réhabilitation structurelle des bâtiments. Cependant d'autres essais sont nécessaires pour confirmer ces résultats, en particulier avec d'autres matériaux ainsi que d'autres états de contraintes, en particulier en traction. De plus, lors de cette étude, le retrait a été mesuré expérimentalement, pour les éprouvettes en extérieur et au laboratoire, et comparé aux prévisions données par l'Eurocode 2 (Figure 1.26). On remarque ainsi que les résultats obtenus d'après l'Eurocode 2 sont largement surestimés.

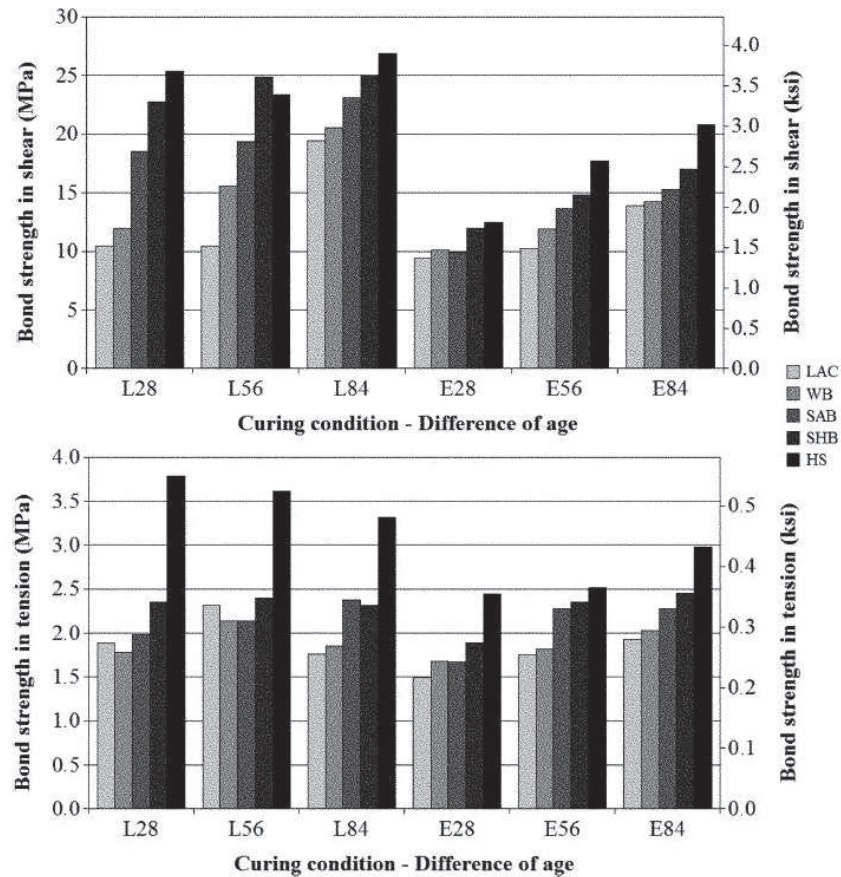


FIGURE 1.25 – Résultats obtenus par Santos and Júlio (2011) pour des essais slant-shear et pull-off. Les lettres "L" et "E" correspondent respectivement à un séchage en laboratoire et à l'extérieur. Le nombre suivant indique l'âge du substrat (en jours) avant l'ajout du deuxième matériau.

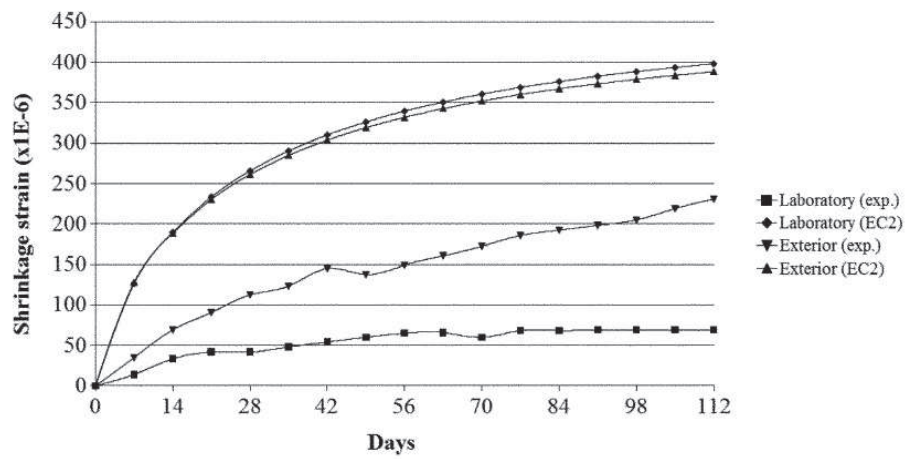


FIGURE 1.26 – Résultats de mesures de retrait sur un matériau béton. Comparaison entre un séchage en laboratoire, à l'extérieur et les prévisions données par l'Eurocode 2, d'après Santos and Júlio (2011).



### **h) Conditions de séchage**

Les conditions de séchage, en laboratoire ou à l'extérieur (donc dépendant des conditions climatiques) peuvent avoir une forte influence sur la qualité de la liaison entre deux matériaux. L'étude menée par Santos and Júlio (2011) sur des éprouvettes constituées de deux parties en béton, montre une réduction de 20% de la résistance de l'interface pour un séchage à l'extérieur (Figure 1.25). Afin d'avoir une vision réaliste, une étude sur l'impact des conditions météo, en particulier en fonction des saisons, permettrait de mesurer son impact, pour un couple de matériaux donnés.

### **i) L'humidité du substrat**

L'humidité du substrat. Lors de la mise en place du matériau d'ajout, un transfert hydrique peut être observé de la nouvelle couche vers l'ancienne. Ce comportement a donc tendance à fragiliser l'interface. Une pré-humidification de la surface de contact induit aussi une fragilisation de l'interface en raison d'un rapport eau/ciment ( $W/C$ ) trop important. Il a donc été suggéré qu'un substrat saturé, possédant une surface de contact sèche serait la solution la plus avantageuse. Les résultats obtenus dans la bibliographie ne permettent pas de conclure sur un effet de la pré-humidification du substrat.

Emmons (1994) conclut qu'un substrat trop sec absorbe trop d'eau du matériau d'ajout, et à l'inverse, un substrat trop humide a tendance à boucher les pores, provoquant une mauvaise liaison entre les deux matériaux. Chorinsky (1986) conclue sur le fait qu'un substrat trop sec ou trop humide amoindrit les chances d'obtenir une bonne résistance de l'interface. Saucier et Pigeon Saucier and M. (1991) déclarent qu'humidifier l'interface n'a pas d'influence sur la durabilité de la liaison si le ratio  $W/C$  est faible. Cependant, il augmente cette durabilité pour des ratios  $W/C$  élevés.

Il est communément admis, d'après Santos (2009), que la solution la plus efficace est d'appliquer le matériau d'ajout sur un support saturé dont la surface de contact est tout juste sèche.

### **j) La géométrie des éprouvettes**

La dimension des éprouvettes peut être à l'origine d'effets d'échelles et peut poser des problèmes de comparaison entre différents essais ne possédant pas les mêmes dimensions, d'après Momayez et al. (2005).

## **1.3.7 Les essais dans la pratique**

### **a) SST en compression ou en traction**

Le principal défaut de cette méthode d'essai, d'après la littérature, est l'existence de deux modes de ruptures principaux : adhésif et cohésif. Dans ce dernier cas, seule une borne inférieure de la valeur de la résistance de l'interface est obtenue.

D'après Austin et al. (1999) cet essai possède plusieurs défauts. L'angle de rupture étant généralement fixé à  $30^\circ$  au niveau normatif, la rupture dépend fortement de cet angle entre les deux matériaux, empêchant la rupture de se produire avec un autre angle où il pourrait y avoir un ratio de contraintes de compression et de cisaillement plus critique. Cet essai

est aussi selon eux relativement insensible à la rugosité de la surface, sauf concernant le mode de rupture, puisqu'il a tendance à ne produire des ruptures à l'interface que pour des surfaces à rugosités faibles : avec une faible augmentation de la rugosité, par un outil pneumatique, le mode de rupture passe d'adhésif à cohésif. Pour ces essais, les auteurs ont créé ces surfaces par fendage, ce qui, d'après Naderi et al. (1986) a une influence négative sur la résistance en traction de l'interface, ce qui n'a pas été vérifié dans leur étude. En effet, les contraintes de compression peuvent se propager par les fissures, qui n'ont donc pas d'effet sur les performances de l'interface lors de l'essai slant shear. Ceci peut donc expliquer le fait que plusieurs auteurs trouvent cet essai relativement insensible à la rugosité. L'origine pourrait être due plus au type de sollicitations liées à cet essai, qu'à l'essai en lui même.

Toujours d'après Austin et al. (1999), les effets de la rugosité du substrat dépendent de l'angle d'inclinaison  $\alpha$  et pour une rugosité particulière, un certain angle  $\alpha$  critique qui peut être défini par l'inclinaison pour laquelle le chargement nécessaire pour obtenir une rupture adhésive est minimum. De plus, si l'angle d'interface  $\alpha$  est significativement plus grand que l'angle  $\alpha$  critique, alors le ratio des contraintes provoquant la rupture augmente considérablement.

Selon Naderi (2009), cet essai permettant d'estimer la résistance en cisaillement sous une contrainte normale nulle, si l'on utilise au moins 3 angles d'interfaces différents. Il constate cependant que le coefficient de variation de cette méthode est relativement élevé (23,5%).

La géométrie de l'éprouvette et le mode d'application de l'effort induisent une distribution hétérogène des contraintes à l'interface lorsque l'on teste deux matériaux ayant des modules d'Young différents. Par conséquent, dans ce type de configuration, le calcul des contraintes moyennes, normales et tangentielles à l'interface (Equations 1.1 et 1.2) peut s'avérer biaisé.

### **b) Essais de cisaillement pur**

En ce qui concerne le matériau béton, Austin et al. (1999) reviennent sur les essais dits de "cisaillement purs". En effet, l'état de cisaillement pur peut être vu comme une combinaison égale de traction et de compression survenant à  $45^\circ$  du plan de cisaillement, et donc que la rupture dépendra des valeurs relatives de résistance en compression et en traction du matériau et de la résistance de la liaison. Pour les matériaux de type béton, la résistance en compression est bien plus importante que celle en traction. Par conséquent, sous une sollicitation de cisaillement pur, la rupture est principalement dominée par la traction plutôt qu'un glissement en cisaillement en raison de sa micro structure.

De plus, les sollicitations en cisaillement pur peuvent être à l'origine de moments parasites à l'interface, liés à des phénomènes de rotation de l'éprouvette lors de l'essai. Pour palier à ces problèmes, plusieurs auteurs ont développé de nouveaux essais de cisaillement purs, comme Momayez et al. (2004) par exemple. L'inconvénient principal est que cet essai ne fournit qu'un seul point lorsque l'on cherche à déterminer le critère de rupture, même une fois ces problématiques résolues.

### **c) Essais de traction**

De la même manière que pour les essais de cisaillement purs, ce type d'essai ne donne qu'un seul point du critère dans le cas d'une rupture adhésive. Cependant, ce type de sollicitation

est important car il permet d'obtenir la valeur de fermeture en traction du critère, dans le cas d'une rupture adhésive.

Parmi tous les essais proposés, l'essai pull-off semble le plus adapté pour déterminer cette valeur du critère, vu son utilisation répétée par de nombreux auteurs. L'essai brésilien ne semble pas convenir pour tester deux matériaux différents d'après Santos and Júlio (2011). En effet, l'évolution de la résistance de liaison avec l'augmentation de la rugosité ainsi que l'augmentation de la différence d'âge entre les bétons n'est pas claire pour cet essai. Les auteurs concluent sur la nécessité de recherches supplémentaires sur la détermination de la résistance en traction d'une interface entre deux matériaux différents. Cependant, plusieurs auteurs, comme Espeche and Leon (2011) décrivent cet essai comme représentatif de la résistance en traction de l'interface.

## 1.4 Conclusions

D'après Momayez et al. (2005), il est difficile de comparer directement les résultats obtenus par différents essais mesurant le comportement d'une interface. En effet, les différences au niveau de la géométrie des éprouvettes, ainsi que du mode de chargement, peuvent conduire à de significatives différences de résultats. Par conséquent, si l'on cherche à obtenir un critère de rupture à l'interface, il est préférable de limiter le nombre de géométries différentes. Cependant, il est aussi important de connaître suffisamment d'états de contraintes pour approcher correctement ce critère.

L'essai slant-shear possède la particularité de pouvoir faire varier l'état de contrainte à l'interface avec la variation de l'angle  $\alpha$ . Bien que cette variation d'angle induise une variation au niveau des dimensions de l'interface, il est possible de conserver une géométrie externe identique. Ainsi la variation géométrique entre plusieurs essais est bien plus faible qu'en choisissant un essai différent. En sélectionnant au moins 3 angles différents, il est donc théoriquement possible d'approcher le critère dans la zone de compression-cisaillement du repère de Mohr. De plus, cet essai permet également, selon Naderi (2009), d'estimer la résistance au cisaillement pur de l'interface. En complément à cet essai, son homologue en traction est intéressant. Il est cependant très peu utilisé dans la littérature. Les principales critiques à l'égard de cet essai concernent la distribution hétérogène des contraintes à l'interface, en particulier lorsque les deux matériaux testés possèdent des modules d'Young différents. De nombreux essais ne permettent pas d'obtenir une véritable distribution homogène des contraintes à l'interface, qui est préférable pour une analyse fiable des résultats expérimentaux. De plus, étant donné les différences de propriétés mécaniques observées entre l'enduit isolant et son support structurel (Chapitre 2), les chances d'obtenir une distribution hétérogène des contraintes sont importantes, pour la majeure partie des essais présents dans la littérature.

Pour définir la résistance à la traction uniaxiale du repère, l'essai pull-off est le plus répandu. L'utilisation de cet essai peut donc permettre de comparer les valeurs avec les résultats de la littérature. De plus, cet essai permet théoriquement d'obtenir une répartition homogène des contraintes de traction à l'interface, dans le cas où l'effort de traction est bien appliqué perpendiculairement à l'interface.

## Chapitre 2

### Expérimentations à l'échelle locale

## 2.1 Objectifs et présentation des essais

Cette étude expérimentale à l'échelle locale a pour premier objectif de déterminer un critère de rupture de l'interface entre l'enduit isolant et son support béton. Il est donc nécessaire de la caractériser pour un nombre suffisant d'états de contraintes différents. De plus, un mode de rupture adhésif est nécessaire pour que les mesures soient représentatives du comportement d'une interface.

D'après l'étude bibliographique, et en considérant qu'il peut être difficile de comparer directement les résultats obtenus par différents essais, l'essai slant-shear en compression apparaît comme un bon compromis : en effet, en faisant varier l'angle d'interface, plusieurs états de contraintes peuvent être appliqués sur celle-ci sans grande variation géométrique de l'éprouvette. Cependant, cet essai ne donne pas d'informations sur le comportement en traction de l'interface. L'essai pull-off a donc été choisi pour compléter les informations obtenues par l'essai slant-shear du fait de sa très forte utilisation dans la littérature et dans les normes internationales.

Ce chapitre aborde tout d'abord la caractérisation du comportement mécanique des matériaux support et enduits avant de présenter les essais slant-shear (et pull-off dans une moindre mesure). La corrélation d'images numériques a également été utilisée pour compléter les résultats des essais slant-shear.

## 2.2 Choix des matériaux

Plusieurs matériaux supports auraient pu être utilisés pour cette étude, de façon à créer une base de données intéressante. Cependant, l'essai slant-shear, du fait de sa géométrie, est généralement utilisé avec un support béton. Ce support a également été considéré pour cette étude. Il permet ainsi de considérer une surface plane pour l'interface, ce qui facilite sa caractérisation (en comparaison de la surface des briques utilisées au Chapitre 4). L'enduit isolant est le matériau d'ajout dont on cherche à caractériser le comportement mécanique du point de vue de l'interface. Ce matériau n'ayant pas d'équivalent sur le marché, une comparaison a été faite avec un enduit de référence, largement utilisé et dont les propriétés mécaniques sont connues. Il s'agit d'un enduit de finition commercialisé par la société Parexlanko sous le nom Monorex GF (MGF). Avant de s'intéresser au comportement de l'interface entre ces matériaux et leur support béton, il est important de définir les propriétés mécaniques de chacun des matériaux en présence.

## 2.3 Propriétés mécaniques des matériaux

Les propriétés mécaniques des matériaux ont été définies en utilisant les essais décrits dans la norme NF-EN-1015-11 (2000) (Figure 2.1). Des essais de flexion trois points ont été réalisés sur des éprouvettes réglementaires de  $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$  afin d'en déduire la résistance à la traction par flexion (Équation 2.1). Les demi-éprouvettes restantes ont été utilisées pour obtenir la résistance à la compression simple du matériau (Équation 2.2), ainsi que, dans le même temps, son module d'Young (Équation 2.3).

Calcul de la résistance en traction  $R_t$  par l'essai de flexion trois points :

$$R_t = \frac{1,5 \cdot F_t \cdot l}{b^3} \quad (2.1)$$

Calcul de la résistance en compression simple  $R_c$  :

$$R_c = \frac{F_c}{S} \quad (2.2)$$

Calcul du module d'Young d'après l'essai de compression simple :

$$E = \frac{(F_B - F_A) \cdot l_0}{S \cdot (\Delta_B - \Delta_A)} \quad (2.3)$$

Avec :

$F_t$  = L'effort maximal de flexion

$l$  = La longueur entre les deux appuis

$b$  = Le côté de la section carrée du prisme

$F_c$  = L'effort maximal de compression

$S$  = Surface d'application de l'effort de compression

Les points A et B, de coordonnées respectives  $(\Delta_A, F_A)$  et  $(\Delta_B, F_B)$  sont deux points de la courbe Effort-Déplacement de l'essai de compression simple, tels que A et B sont sur la droite caractéristique du module d'Young.

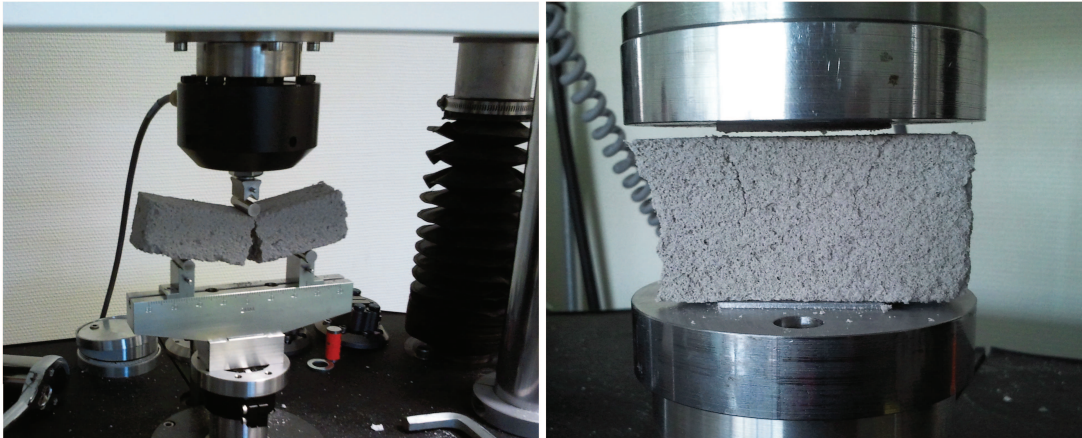


FIGURE 2.1 – Essais de caractérisation mécanique de l'enduit isolant. A gauche, rupture lors de l'essai de flexion 3 points. A droite, après rupture lors de l'essai de compression simple.

De manière générale, étant donné le peu d'informations disponibles sur l'enduit ISO, un nombre plus élevé de tests a été choisi par rapport à l'enduit MGF. Ce choix est également valable pour l'essai slant-shear. L'ensemble des valeurs obtenues ont été regroupées dans le tableau 2.1. Les valeurs moyennes déduites sont présentées dans le tableau 2.2. Étant donné la faible résistance mécanique de l'enduit isolant, nous ne disposons pas, au LOCIE, de machine d'essais capable d'assurer une précision satisfaisante des mesures. Les essais ont donc été réalisés au laboratoire SYMME d'Annecy-le-Vieux, spécialisé en micro-mécanique. Ainsi, les essais ont été réalisés avec un capteur d'efforts de 3 kN, amplement suffisant au regard des efforts nécessaires, et bien plus précis que le capteur de 120 kN disponible au LOCIE. Cependant, il n'a pas été possible d'amener l'enduit Monorex GF jusqu'à sa rupture, l'essai de compression n'ayant servi qu'à déterminer son module d'Young. La valeur considérée pour

la résistance en compression de l'enduit MGF (2 900 kPa) a été fournie par la société Parexlanko : cet enduit étant déjà commercialisé, sa caractérisation a été faite à de nombreuses reprises.

Le béton considéré est un béton prêt à l'emploi, fourni également par la société Parexlanko (référéncé "154 Béton universel") avec une granulométrie de 0-10 mm. Ce béton est de classe C25/30 avec une résistance à la compression de 28 MPa mesurée à 28 jours sur des éprouvettes cubiques de 10 cm de côté, d'après le fabricant. D'après les caractéristiques mécaniques des enduits, on remarque qu'en comparaison du béton utilisé, ces matériaux peuvent être considérés comme faibles mécaniquement. Dans la suite de cette étude, le comportement du béton sera considéré comme élastique et son module d'Young estimé à 30 GPa, ce qui correspond à un béton courant.

Enduits	Références	$\sigma_t$ (kPa)	$\sigma_c$ (kPa)	E (MPa)
ISO	I.1	81,54	nc	nc
			122,38	3,95
	I.2	64,02	95,35	5,30
			123,58	3,86
	I.3	72,78	106,62	3,77
			109,37	3,77
MGF	I.4	77,25	124,72	3,92
			119,78	4,44
	I.5	68,76	nc	nc
			100,09	3,94
	C.1	1 320	nc	251,58
				256,73
	C.2	1 260	nc	298,15
				445,80

TABLE 2.1 – Résultats des essais de caractérisation mécanique des matériaux enduits.

Enduits	E (MPa)	$\sigma_c$ (kPa)	$\sigma_t$ (kPa)
ISO	4 ± 1,4	110 ± 30	70 ± 14
MGF	300 ± 150	2 900*	1 290 ± 40

TABLE 2.2 – Résultats moyens des essais de caractérisation des matériaux enduits. \* Valeur estimée d'après les résultats d'essais fournis par la société Parexlanko.

## 2.4 Essai slant-shear

### 2.4.1 Procédure et dispositif expérimental

Afin de pouvoir déduire, dans sa zone comprimée, la forme du critère de l'interface à partir des essais slant-shear, trois angles ont été considérés. Le choix des angles a été fait d'après la bibliographie en sachant que 30° est l'angle le plus couramment utilisé. Par conséquent,



le choix des angles 20°, 25° et 30° a semblé cohérent de manière à éviter de favoriser une rupture cohésive (par l'augmentation de l'angle  $\alpha$ ) tout en évitant une trop grand élanement de l'éprouvette (lié à la diminution de l'angle  $\alpha$ ). Il était prévu initialement de réaliser ces essais en utilisant des éprouvettes cylindriques réglementaires de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur, utilisées pour les essais de compression du béton (NF-EN-12390-3 (2012)). Cependant, afin de permettre une variation suffisante de l'angle d'interface par rapport à la verticale en n'utilisant qu'une seule et même géométrie générale, un diamètre de 19,2 cm et une hauteur de 55 cm ont été choisis.

Les substrats bétons ont été moulés à l'aide de réservations en polystyrène usiné et en fonction de l'angle d'interface considéré. Après 24 heures de séchage, les éprouvettes ont été démoulées puis brossées à l'aide d'une brosse métallique pour créer la rugosité de la surface d'interface. La surface d'interface obtenue côté béton est donc relativement lisse (micro-rugosité faible) et permet de s'approcher de la micro-rugosité constatée au niveau de la surface des briques utilisées au Chapitre 4. 28 jours de séchage du support ont ensuite été attendus, de manière à ce que la majeure partie du retrait soit effectuée. L'enduit à tester a ensuite été projeté à l'intérieur du moule, ce qui correspond au mode d'application de ce type de matériaux (Figure 2.3). Afin de ne pas détériorer les éprouvettes au niveau de l'enduit (en particulier, l'isolant) le démoulage final a eu lieu après 7 jours de séchage. Les essais ne sont intervenus qu'après les 28 jours de séchage de l'enduit. Une première série d'essais a permis de valider le mode de rupture obtenu sur un nombre limité d'éprouvettes. Les résultats ont montré une rupture à l'interface encourageante pour l'utilisation de cet essai. Cependant, l'enduit isolant étant encore, à cette période, en phase de finalisation de formulation, cette série n'a pas été prise en compte. Pour la deuxième série, seuls les résultats de l'enduit Monorex GF ont pu être exploités. En effet, en raison de problèmes de séchage à cœur, les résultats obtenus pour l'enduit isolant n'ont pas pu être exploités (Figure 2.4). Ceci étant dû à une trop longue attente avant le démoulage des éprouvettes d'enduit isolant. Une troisième série a donc été effectuée, en ne prenant en compte que l'enduit ISO. En conclusion, la deuxième série a permis d'exploiter les résultats de l'enduit de référence, et la troisième, de l'enduit isolant. Les références des éprouvettes sont de la forme 1.20.C.a (Figure 2.2).

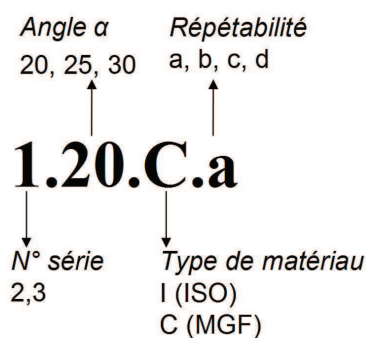


FIGURE 2.2 – Détails du référencement des éprouvettes slant-shear. Explication et valeurs possibles.

Le dispositif expérimental utilisé lors de l'essai slant-shear est constitué d'un banc d'essai et d'un vérin électrique de 120 kN piloté en déplacement (0,4 mm/min) pour l'application de l'effort de compression. Le vérin possède un capteur d'efforts et de déplacements. Concernant les conditions limites, il est à noter la présence d'une rotule au niveau de la platine en acier





FIGURE 2.3 – De gauche à droite : un substrat béton dont la surface a été préparée ; la projection de l'enduit isolant ; les éprouvettes finales.



FIGURE 2.4 – Demi-épreuve d'enduit isolant après rupture adhésive de l'éprouvette référencée 2.25.I.a. La zone plus foncée à l'interface correspond à la zone où le séchage à cœur n'était pas terminé à 28 jours.

servant à l'application de l'effort de la troisième série, concernant donc l'enduit isolant. En effet, lors de la deuxième série d'essais, des déplacements latéraux de la partie supérieure d'une majorité d'éprouvettes ont été constatés en début de chargement, via la corrélation d'images. Ces déplacements étaient dus à un état de surface insuffisamment plan de la surface inférieure des éprouvettes. Afin de corriger ce problème pour la troisième série (ISO), ces surfaces ont été poncées et une rotule a été installée en tête de vérin. Un marquage sur la platine a permis de centrer correctement l'éprouvette par rapport à la rotule. Ainsi, pour l'enduit MGF, l'application de l'effort se fait sans rotule. Ces différences ont été prises en compte au niveau de l'analyse numérique ultérieure (Chapitre 3).

La prise de clichés a été faite avec un appareil photo numérique monté sur un trépied fixe. Afin de limiter les mouvements parasites existants lors de la prise d'images, l'appareil

a été relié à un ordinateur de manière à éviter tout contact direct entre l'expérimentateur et l'appareil lors de la prise d'images. Ces images ont ensuite été traitées par le logiciel 7D de corrélation d'images numériques, développé par le laboratoire SYMME d'Annecy-le-Vieux. Le logiciel compare les déplacements mesurés grâce à un mouchetis réalisé au préalable sur l'ensemble des éprouvettes. Afin de pouvoir faire correspondre chaque image prise à une sollicitation particulière, un écran projette les données récupérées par les capteurs du vérin de façon à ce que ces informations soient présentes sur chaque image. Le dispositif expérimental, ainsi qu'un exemple de cliché est présenté sur la figure 2.5.

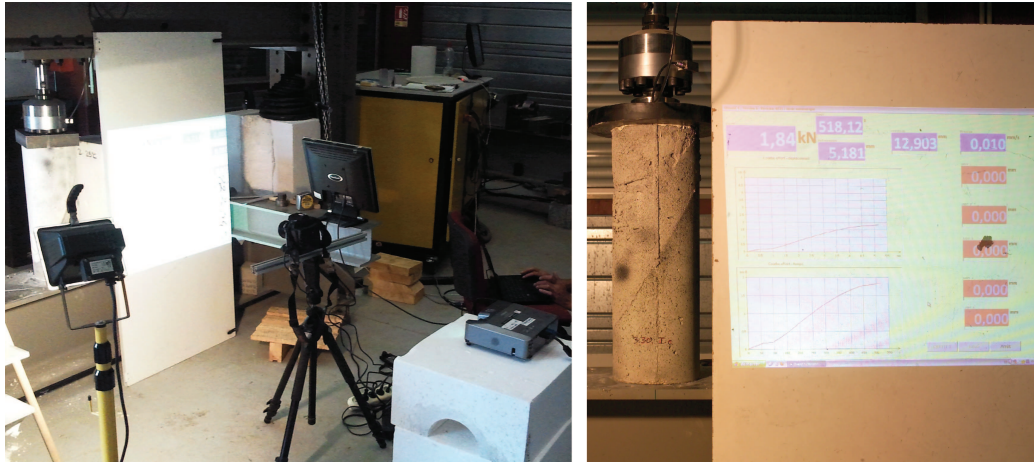


FIGURE 2.5 – À gauche, présentation du dispositif expérimental ; à droite, exemple de photo prise pour réaliser la corrélation d'images.

### 2.4.2 Principe du logiciel 7D

La corrélation d'images numériques est apparue au début des années 80 et est de plus en plus utilisée (Pan et al. (2009)). Elle permet, lors de sollicitations, de mesurer le champs de déplacements à la surface d'une éprouvette en comparant une image déformée à une image de référence (Grennerat (2006)). Le logiciel se base sur des différences de motifs à base de niveaux de gris à l'échelle d'un motif défini par l'utilisateur. La surface étudiée doit donc présenter un motif aléatoire avec une dynamique de niveaux de gris maximale (Triconnet (2007)). Pour ce faire, l'ensemble des éprouvettes étudiées a été moucheté. Dans un premier temps, il est nécessaire de définir la zone d'étude (éprouvette complète ou zone localisée par exemple). Ensuite, cette zone est maillée (mailles carrées régulières de côté  $n$ ). Ce maillage permet de localiser les points où seront effectuées les mesures de déplacements. Ensuite, il faut définir la fenêtre de corrélation (carré de côté  $p$  centré sur chaque point considéré). Le logiciel utilise un principe itératif (Figure 2.6). Lors de la première itération, le déplacement de chaque point de la grille est estimé sans modifier la forme de la fenêtre de corrélation. On passe alors du quadrilatère  $ABCD$  au quadrilatère  $A_0B_0C_0D_0$ . Pour les itérations suivantes, la fonction de forme considérée utilise les paramètres associés à la forme du quadrilatère  $A_{i-1}B_{i-1}C_{i-1}D_{i-1}$  obtenus à l'issue de l'itération précédente. La méthode est réitérée jusqu'à obtenir une convergence du déplacement vers une valeur stable. Le logiciel 7D permet une interpolation bilinéaire ou bicubique des niveaux de gris. L'interpolation bicubique donnant

généralement des résultats plus précis, cette solution sera privilégiée au cours de cette étude, malgré un temps de calcul plus important.

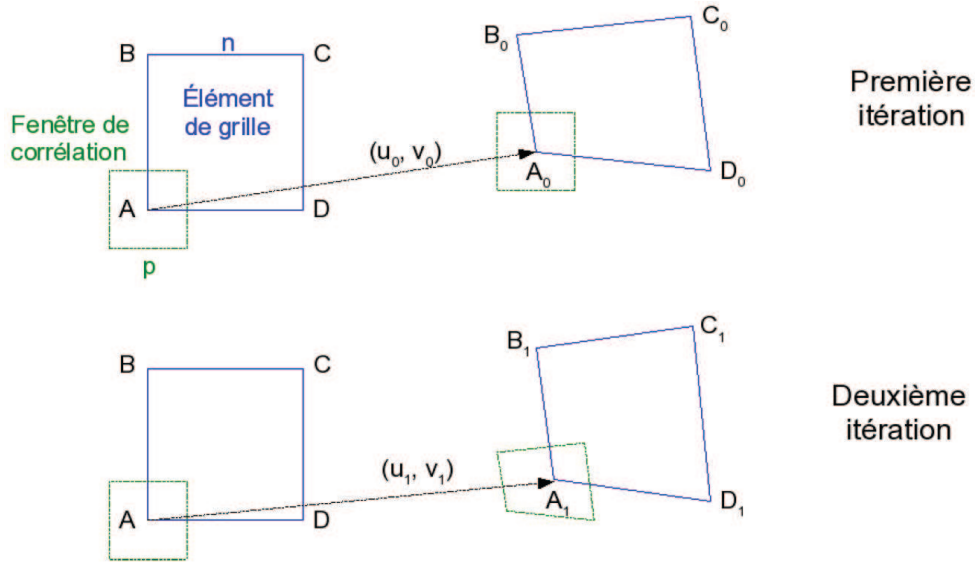


FIGURE 2.6 – Processus itératif utilisé par le logiciel 7D pour l'obtention du champ de déplacement, d'après Grennerat (2006).

### 2.4.3 Résultats expérimentaux

Concernant les deux dernières séries (numérotées 2 et 3), pour l'ensemble des essais nous avons obtenus une rupture adhésive (Figure 2.7), excepté pour une éprouvette d'enduit MGF, référencée 2.30.C.a qui a connu une rupture cohésive au sein de l'enduit. Ce résultat n'a donc pas été pris en compte pour la suite de ce travail, celui-ci n'étant pas représentatif du comportement de l'interface. Les autres résultats peuvent être exploités pour déterminer le critère de rupture de l'interface.

Les figures 2.8 et 2.9 présentent l'évolution de l'effort appliqué en fonction du déplacement du vérin. On notera tout d'abord une bonne reproductibilité des résultats expérimentaux. A noter que les supports de la troisième série (enduit ISO) ont également été utilisés lors de la deuxième série (enduit MGF). En effet les références a et b de la deuxième série ont été utilisées pour l'enduit ISO et les références c et d pour l'enduit MGF. Après la seconde série, ces supports ont été nettoyés par brossage. Si le nettoyage des éprouvettes a et b n'a pas nécessité d'effort particulier, des traces d'enduit MGF ont subsisté en fin de brossage des éprouvettes c et d. Ceci peut donc expliquer les différences obtenues lors de la troisième série où les éprouvettes a et b montrent un comportement très similaire alors que de plus notables différences sont observées pour les éprouvettes c et d.

Les contraintes normales et tangentielles moyennes à l'interface,  $\sigma_{n,moy}$  et  $\tau_{moy}$  ont été calculées d'après le principe de l'essai slant-shear. La surface de l'interface a été calculée telle que :

$$S_{int.} = \frac{\pi \cdot D^2}{4 \cdot \sin \alpha} \quad (2.4)$$

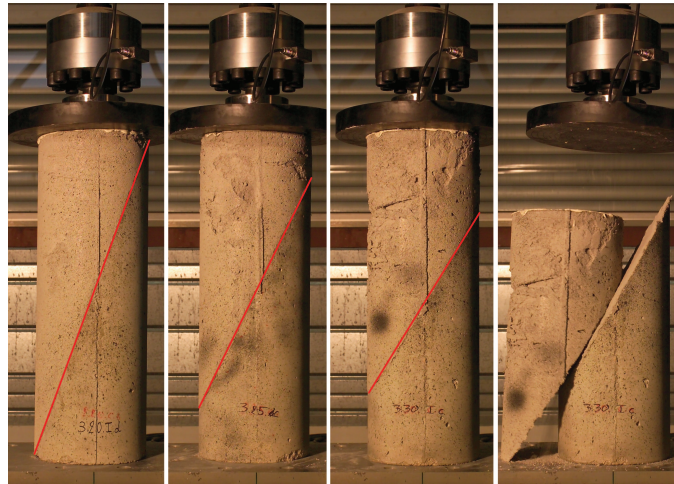


FIGURE 2.7 – De gauche à droite, une éprouvette (matériau enduit isolant) avec  $\alpha = 20^\circ$ ,  $25^\circ$  et  $30^\circ$ , avant et après rupture adhésive de l'interface pour ce dernier.

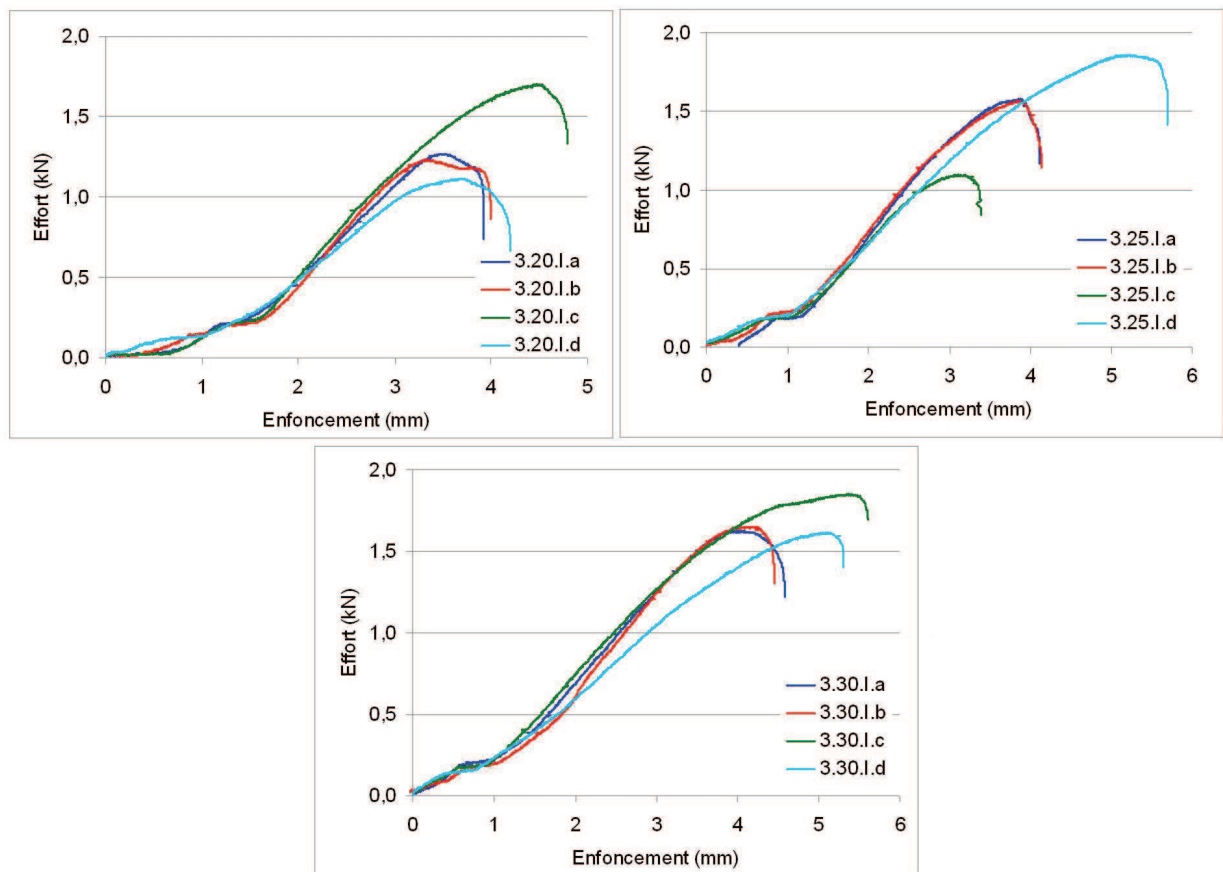


FIGURE 2.8 – Courbes Effort-Déplacement pour l'ensemble des éprouvettes de la troisième série d'essais slant-shear, pour l'enduit isolant.

avec  $D$  le diamètre de l'éprouvette.



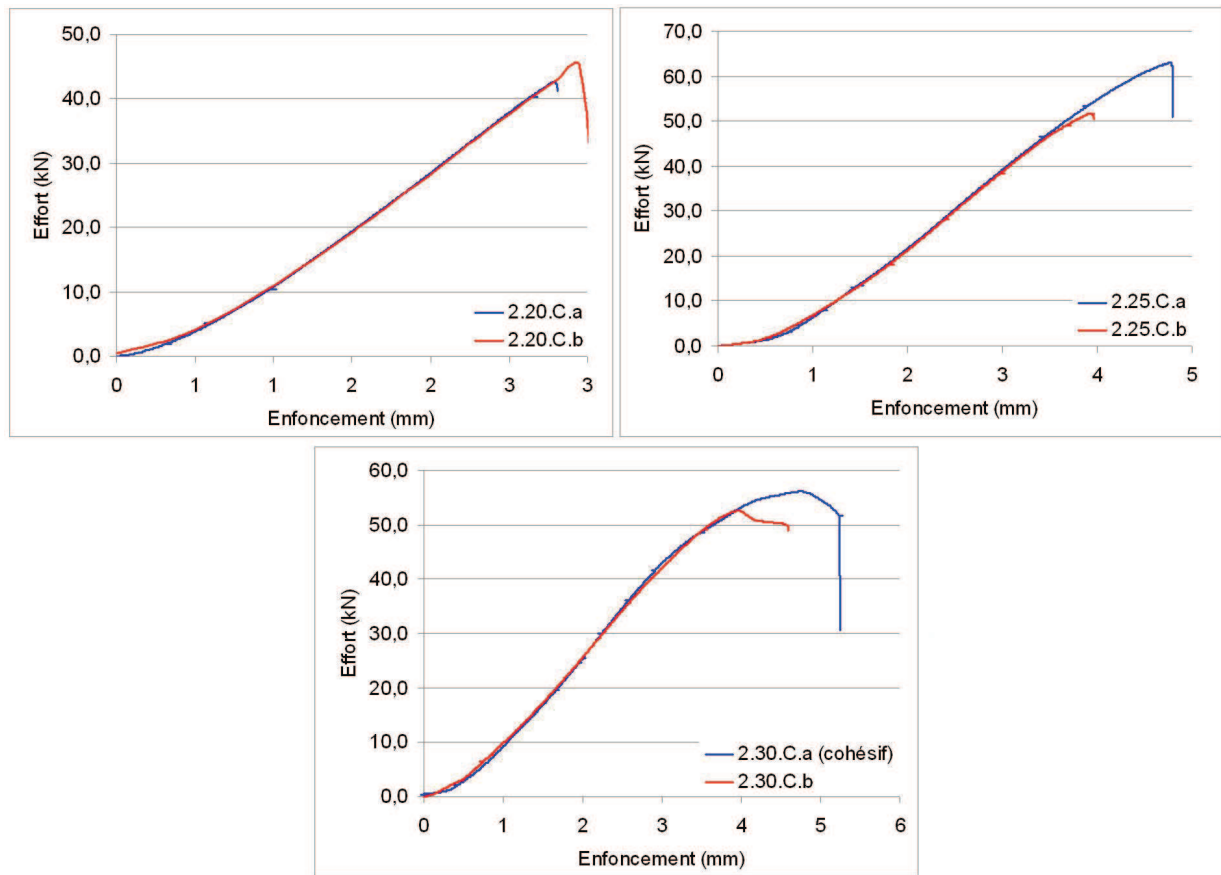


FIGURE 2.9 – Courbes Effort-Déplacement pour l'ensemble des éprouvettes de la deuxième série d'essais slant-shear, pour l'enduit MGF.

Le tableau 2.3 présente les contraintes normales et tangentielles moyennées sur l'interface pour l'ensemble des essais. Comme attendu, les résultats sont significativement plus faibles pour l'enduit isolant par rapport au matériau MGF. En représentant ces résultats dans un repère de Mohr, il est possible d'en déduire le critère de rupture de l'interface, obtenu expérimentalement, et dans la zone considérée de contraintes (Figure 2.10). Cette figure permet également de mettre en évidence pour chaque angle  $\alpha$  considéré, le rapport constant existant entre les contraintes normales et tangentielles (d'après l'hypothèse de distribution homogène des contraintes). En considérant une ligne droite pour le critère dans cette zone, correspondant à un critère de type Mohr-Coulomb, des coefficients de détermination  $R^2$  de 0,93 et 0,92 ont été obtenus pour les enduits ISO et MGF, respectivement. De ces résultats sont déduits les paramètres de cohésion  $c$  (kPa) et d'angle de frottement  $\phi$  ( $^\circ$ ) du critère, récapitulés dans le tableau 2.4. On remarque une différence importante au niveau de la cohésion avec une valeur de 8 kPa pour l'enduit ISO et une valeur de 270 kPa pour l'enduit MGF. Cet écart significatif était attendu du fait des importantes différences de propriétés mécaniques entre les deux matériaux. On remarque également que les angles de frottement obtenus sont tous deux de  $51^\circ$ . Ce résultat peut faire penser, dans un premier temps, à une influence importante de l'état de surface du substrat, donc de sa rugosité, plutôt qu'à la nature même de l'enduit. Il aurait été intéressant de réaliser d'autres essais sur différents

matériaux, dans les mêmes conditions expérimentales, pour vérifier cette hypothèse.

Matériau testé	$\alpha$	Référence	$F_{Rupt.}$ (kN)	$\sigma_{n,moy}$ (kPa)	$\tau_{moy}$ (kPa)
Monorex GF	20	2.20.C.a	42,38	171,2	470,4
		2.20.C.b	45,14	182,4	501,1
	25	2.25.C.a	63,07	389,1	834,4
		2.25.C.b	50,00	308,4	661,5
	30	2.30.C.a	56,13	Rupture	cohésive
		2.30.C.b	52,56	453,8	786,1
Enduit isolant	20	3.20.I.a	1,27	5,10	14,10
		3.20.I.b	1,23	5,00	13,70
		3.20.I.c	1,70	6,90	18,90
		3.20.I.d	1,11	4,50	12,30
	25	3.25.I.a	1,58	9,70	20,90
		3.25.I.b	1,56	9,60	20,60
		3.25.I.c	1,10	6,80	14,60
		3.25.I.d	1,86	11,50	24,60
	30	3.30.I.a	1,63	14,10	24,40
		3.30.I.b	1,65	14,20	24,70
		3.30.I.c	1,85	16,00	27,70
		3.30.I.d	1,61	13,90	24,10

TABLE 2.3 – Résultats expérimentaux pour l'essai slant-shear.

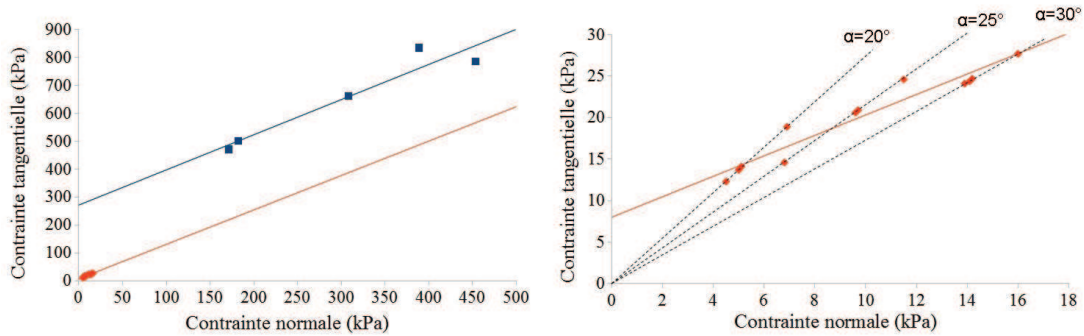


FIGURE 2.10 – Critères expérimentaux obtenus par essais slant-shear. En rouge pour l'enduit isolant, et en bleu, pour l'enduit Monorex GF.

Matériaux	$c$ (kPa)	$\phi$ (°)
Enduit isolant	8	51
Monorex GF	272	51

TABLE 2.4 – Paramètres  $c$  et  $\phi$  des critères expérimentaux pour les deux enduits testés.

Lors des essais, nous avons pu remarquer une rupture soudaine au niveau de l'interface. Les deux parties de l'éprouvette se séparant brusquement. Cependant, pour l'enduit ISO, d'après les courbes donnant l'effort en fonction du déplacement du vérin, on remarque que l'éprouvette a un comportement post-pic adoucissant (Figure 2.8). Ce comportement peut être dû à une fissuration progressive de l'interface avant rupture, ce qui est difficilement observable à l'œil nu. Il peut également traduire la présence de concentrations de contraintes au sein de l'éprouvette, et particulièrement à l'interface. Au niveau des éprouvettes MGF, les courbes Effort-Déplacement mettent en avant une rupture plus fragile de l'interface. Il se pourrait donc que ce comportement soit dû aux différences de module d'Young entre les deux matériaux, en accord avec les données de la littérature. D'autre part, ce comportement peut être influencé par la nature même du matériau enduit considéré, qui aura tendance à provoquer une rupture plus ou moins fragile à l'interface. L'utilisation de la corrélation d'images a permis de mieux comprendre le phénomène de la rupture, en fonction des deux enduits considérés.

#### 2.4.4 Analyse par corrélation d'images avec 7D

Cette analyse par corrélation d'images a été utilisée pour mieux comprendre le comportement général de l'éprouvette lors du chargement. Une première étude permet tout d'abord d'évaluer la pertinence du système de prise d'images et de choisir le couple  $(n,p)$  (en pixels) le plus approprié à notre étude.

##### Paramètres choisis pour la corrélation

La précision du système de prise d'images peut être évaluée en mesurant l'écart-type de niveaux de gris à l'échelle d'un pixel lors de la comparaison de deux images réputées "identiques" (deux images prises successivement avant l'application de l'effort). Lors de la première série, les écart-types ont tous été compris entre 2,40 et 3,00. Les valeurs de la deuxième série, mesurées au niveau des éprouvettes 2.25.C.b et 2.30.C.a donnent des résultats de 1,95 et 1,60, respectivement. Ces résultats étant cohérent avec le système de prise d'images par appareil photo (avec des valeurs proches de 3), il peut être considéré comme suffisamment stable pour réaliser cette étude. L'origine de ces instabilités est en partie due aux mouvements du miroir de l'appareil photo qui génèrent de légères vibrations à chaque prise d'images. L'utilisation d'une caméra pour les essais à l'échelle d'un mur a permis un meilleur niveau de stabilité des résultats (Chapitre 5 section 5.5).

La première étape consiste à choisir une zone d'étude à la surface de l'éprouvette. Ensuite, il faut choisir le pas de grille  $n$  et la fenêtre de corrélation  $p$  en pixels. L'objectif est tout d'abord d'obtenir un bon niveau de corrélation, très proche de 100%, ce qui signifie que le logiciel parvient à identifier les déplacements sur l'ensemble de la zone considérée et tout au long de l'essai. Il est également important d'avoir un pas de grille  $n$  permettant l'analyse détaillée des déplacements de la surface d'étude considérée. Les différents essais effectués montrent une meilleure corrélation pour  $(n,p) = (20,20)$  si on considère une étude de l'ensemble de l'éprouvette avec des niveaux de convergence très proches de 100%. Pour les études plus locales, un maillage plus fin peut être adopté, en particulier pour l'étude des déplacements en partie haute de l'éprouvette, sous la rotule par exemple. En effet, la forme cylindrique nécessite un maillage suffisamment fin à cet endroit. Dans cette configuration le couple  $(n,p) = (10,16)$  semble être le plus pertinent. En effet, le pas  $n = 10$  est plus adapté à



ces études locales. De plus, les résultats montrent une meilleure corrélation pour une fenêtre de corrélation de 16 pixels.

### Comportement général de l'éprouvette

Cet outil a été principalement utilisé pour mesurer les déformations à l'interface lors de l'essai et ainsi mieux appréhender la répartition des contraintes et l'évolution de la fissuration. L'étude des déformations a été réalisée en prenant en compte les déformations dites en cisaillement, calculées par le logiciel 7D telles que :

$$\epsilon_{shear} = \frac{\epsilon_{max} - \epsilon_{min}}{2} \quad (2.5)$$

avec  $\epsilon_{max}$  et  $\epsilon_{min}$  les déformations principales majeures et mineures, respectivement. Le logiciel permet également d'afficher les directions principales de ces déformations, afin d'assurer une compréhension correcte des phénomènes mesurés. Les résultats montrent un comportement de l'éprouvette plutôt homogène lorsque l'essai est dans sa phase dite "élastique", quel que soit le matériau d'ajout considéré. Les éprouvettes recouvertes d'enduit MGF ayant rompu de manière assez brutale, la fissuration n'a pas pu être observée par corrélation d'images. En effet, le comportement de ces éprouvettes peut être considéré comme homogène jusqu'à la rupture. La figure 2.11 présente les déformations  $\epsilon_{shear}$  lors de l'essai 2.20.C.b avec l'enduit MGF. On remarque tout de même un début de concentration de déformations en cisaillement en partie supérieure, juste avant la rupture, mais l'évolution de cette rupture n'a pas pu être observée. Pour l'enduit ISO, le logiciel permet l'observation de la rupture progressive de l'interface, de la partie haute vers la partie basse, avec des concentrations de déformations importantes (Figure 2.12). Par conséquent, malgré un rapport de modules d'Young compris entre 100 et 200 entre le béton et l'enduit MGF, aucune concentration de déformations n'a pu être observée à la surface de ces éprouvettes.

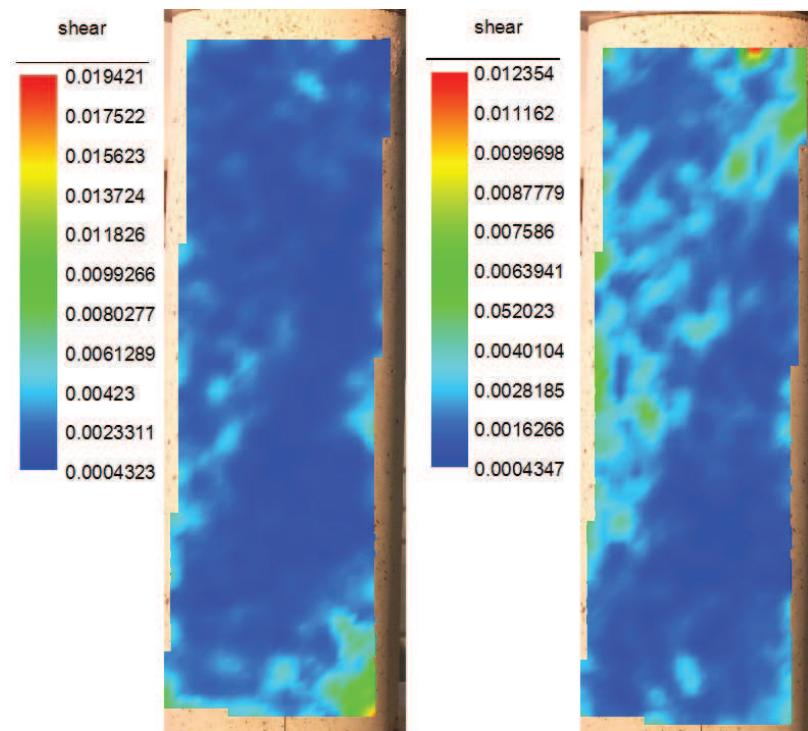


FIGURE 2.11 – Distribution des déformations  $\epsilon_{shear}$ , d'après  $7D$ , au cours de l'essai de l'éprouvette 2.20.C.b (éprouvette enduite de MGF en cours d'essai, à gauche ; juste avant la rupture, à droite).

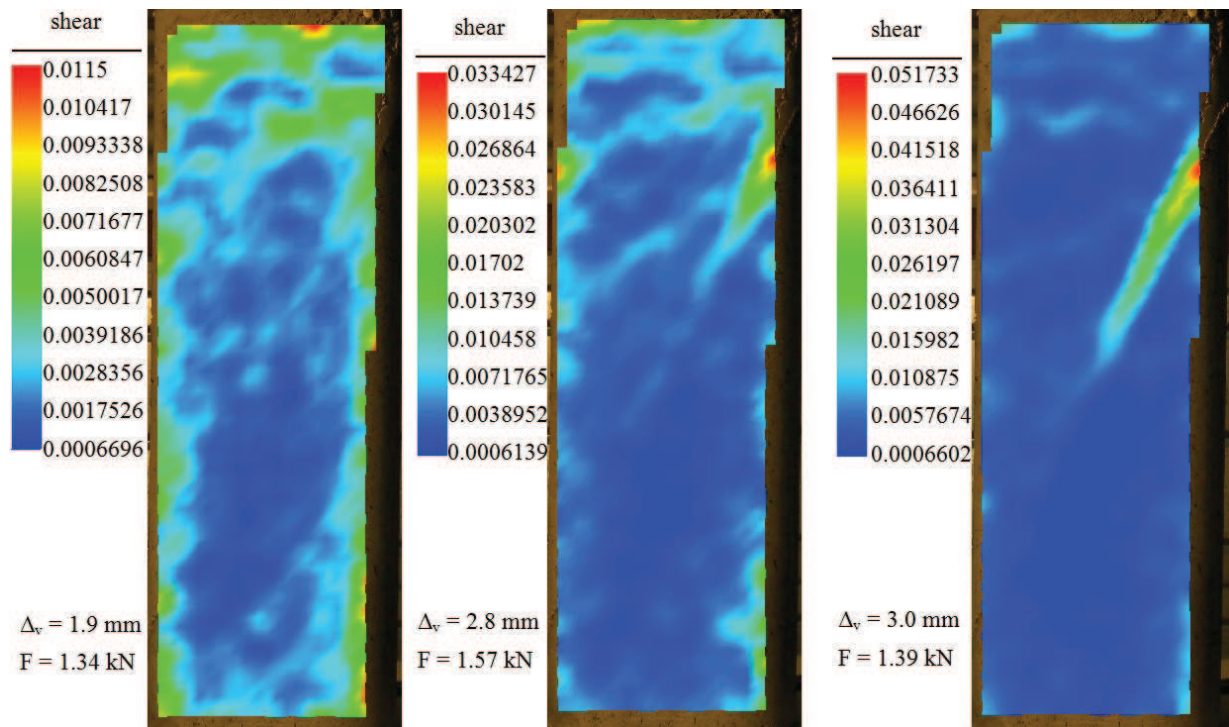


FIGURE 2.12 – Distribution des déformations  $\epsilon_{shear}$ , d'après 7D, au cours de l'essai de l'éprouvette 3.25.I.c (éprouvette enduite d'isolant à la fin de la zone "élastique"; au pic d'effort; après radoucissement, juste avant rupture).

Dans un deuxième temps, cet outil a été utilisé comme moyen de valider les conditions aux limites expérimentales pour mieux les intégrer au modèle numérique (Chapitre 3, section 3.4.3). Ces conditions concernent le déplacement latéral de la partie basse de l'éprouvette, l'action de l'éventuelle rotule en sortie de vérin ainsi que le comportement général de l'éprouvette (déformée par exemple). La figure 2.13 montre tout d'abord la mesure du déplacement latéral en partie basse de l'éprouvette 3.25.I.a., juste avant la rupture. Les déplacements latéraux constatés sont majoritairement de l'ordre de 0,02 mm. Les résultats obtenus pour les éprouvettes de MGF montrent des déplacements du même ordre de grandeur, majoritairement compris entre 0,02 et 0,04 mm (Figure 2.14). Pour les deux matériaux (et donc, également, pour les deux conditions testées : absence ou présence d'une rotule) un blocage latéral de la surface inférieure de l'éprouvette peut être considéré dans l'analyse numérique, au chapitre 3. En effet, la formule suivante permet théoriquement de valider la présence du frottement :

$$\Delta_l < \frac{\nu RF}{ES} \quad (2.6)$$

avec  $\Delta_l$  le déplacement latéral mesuré par corrélation d'images,  $\nu$  le coefficient de Poisson considéré égal à 0,2,  $R$  le rayon de l'éprouvette,  $F$  l'effort appliqué,  $E$  le module d'Young du béton (pour la partie basse) et  $S$  la surface d'application de l'effort vertical. Les résultats montrent que le frottement peut être considéré pour des déplacements inférieurs au micromètre, environ, pour un effort de 60 kN (correspondant à un essai avec l'enduit MGF). Cette précision n'étant pas atteignable dans notre cas, et les valeurs obtenues par corrélation d'images proches du niveau de précision pour cette étude, le frottement a été considéré.

La corrélation d'images a également servi à valider les conditions du modèle numérique par comparaison des déplacements en tête des éprouvettes. Par exemple, les déplacements liés à la présence de la rotule pour les éprouvettes d'enduit isolant (Figure 2.15). D'autres conditions aux limites, comme les déplacements liés à la présence de la rotule, par exemple, seront traitées dans le chapitre 3 de manière à pouvoir comparer quantitativement les résultats obtenus numériquement et par corrélation d'images. D'après la bibliographie, au vu des différences significatives de propriétés mécaniques entre les matériaux, l'interface est le lieu d'importantes concentrations de contraintes dans le domaine élastique. Or, durant la phase élastique des essais, les résultats obtenus par corrélation d'images ne permettent pas de les visualiser d'après les déformations. De plus, lors de la phase plastique, seules les éprouvettes d'enduit ISO ont montré des concentrations de déformations significatives, avec une rupture progressive de l'interface. En admettant que les concentrations de contraintes aient une influence sur la valeur calculée de l'angle de frottement  $\phi$  de l'interface, il est possible que, pour le critère local réel, les valeurs de  $\phi$  ne soient pas aussi proches, pour les deux enduits testés. Concernant la corrélation d'images, la géométrie cylindrique de l'éprouvette ne permet pas d'assurer une précision maximale, en particulier dans la zone la plus sollicitée, en partie haute de l'interface. Qualitativement, cette corrélation permet tout de même de mieux comprendre le déroulement de l'essai : validation des conditions aux limites, impact de la rotule et évolution des déformations en cours d'essais. Cependant, dans cette configuration, il est difficile d'obtenir des informations quantitatives précises. Ces données ont tout de même permis de mieux concevoir le modèle numérique afin que celui-ci puisse fournir un complément d'informations.

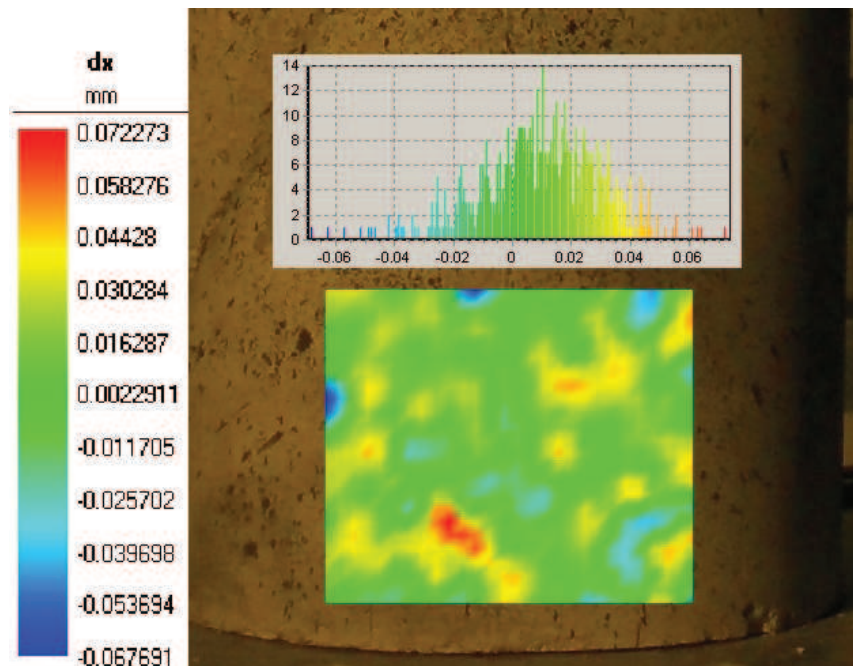


FIGURE 2.13 – Éprouvette 3.25.I.a (ISO) : déplacements latéraux mesurés par corrélation d'images juste avant la rupture et distribution des valeurs obtenues sur la surface considérée.

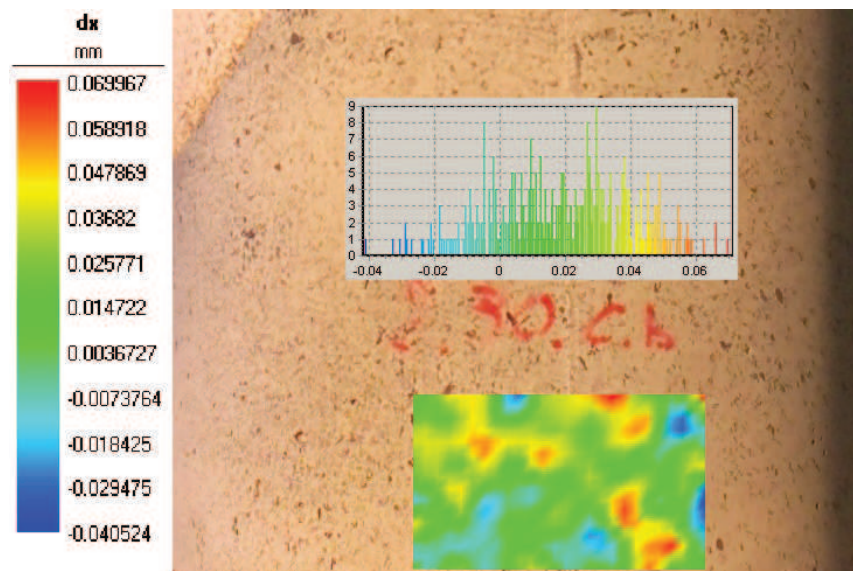


FIGURE 2.14 – Eprouvette 2.30.C.b (MGF) : déplacements latéraux mesurés par corrélation d'images juste avant la rupture et distribution des valeurs obtenues sur la surface considérée.



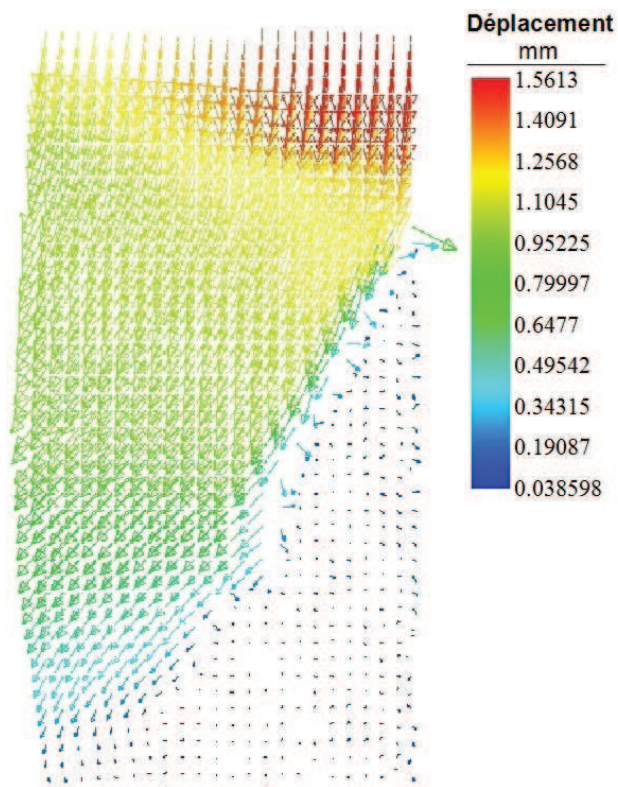


FIGURE 2.15 – Vecteurs de déplacements à la rupture ( $\times 25$ ) obtenus par corrélation d'images pour l'éprouvette 3.25.I.c (ISO).

## 2.5 Essai pull-off (traction uniaxiale)

### 2.5.1 Procédure et dispositif expérimental

Cet essai a été choisi pour déterminer la résistance en traction de l'interface entre les enduits considérés et leur support en béton, de manière à compléter le critère obtenu avec l'essai slant-shear. Afin de pouvoir comparer le plus facilement possible ces deux essais, ceux-ci ont été préparés avec les mêmes gâchées. De plus, la même préparation de surface du support a été utilisée. Le support est une plaque de béton de  $40 \times 40 \text{ cm}^2$  et de 7 cm d'épaisseur. Deux plaques ont été utilisées pour l'enduit ISO (correspondant à la troisième série de l'essai slant-shear) et une plaque pour l'enduit MGF (lors de la deuxième série) (Figure 2.16). Afin de se placer dans une situation proche de la réalité, l'enduit isolant a été projeté sur une épaisseur de 4 cm. La même épaisseur a été considérée pour l'éprouvette d'enduit MGF afin de permettre une comparaison entre les deux matériaux.

Avant l'essai, et une fois attendu le séchage de 28 jours de la couche d'enduit, un forage cylindrique d'un diamètre de 50 mm est réalisé. Une pastille est ensuite collée de manière à pouvoir exercer un effort de traction homogène sur la surface considérée.



FIGURE 2.16 – L'essai pull-off d'enduit isolant avec, de gauche à droite : une éprouvette avec forages pastilles collées ; en cours d'essais ; les modes de rupture obtenus.

### 2.5.2 Résultats

Comme l'illustre la figure 2.16, le mode de rupture obtenu est strictement cohésif, avec donc une rupture au sein des enduits. De plus, étant donné la faible résistance mécanique de l'enduit isolant, il n'a pas été possible de récupérer de valeurs de rupture, par manque de précision. Des ruptures ont également été constatées lors du forage, indiquant que cette méthode est trop brutale pour ce matériau. Par conséquent, dans ces conditions, cet essai ne permet pas de mesurer la résistance de l'interface en traction. Pour l'enduit MGF, ces essais ont également donné lieu à des ruptures cohésives pour l'ensemble des éprouvettes testées. Les valeurs de résistance à la traction sont cependant suffisamment élevées pour être mesurées. La résistance moyenne obtenue, sur cinq essais, est de 0,42 MPa. Cette valeur ne peut cependant pas être considérée comme la résistance de l'interface en traction. Elle correspond plutôt à une résistance intrinsèque du matériau que l'on ne peut utiliser comme résistance en traction pure du fait des différentes facettes de ruptures obtenues sur les différents essais.



## 2.6 Conclusions

Lors de cette étude, l'essai slant-shear a permis de soumettre une interface à trois états de contraintes différents, combinant compression et cisaillement. Les ruptures adhésives et la bonne reproductibilité des résultats permettent de considérer ces essais comme représentatifs du comportement de ces interfaces. Ainsi, en considérant un critère de Mohr-Coulomb, d'après les résultats de la bibliographie, les critères expérimentaux ont pu être déduits, dans la zone comprimée du critère. Les résultats de l'essai pull-off n'ont pas permis de mesurer la résistance à l'arrachement par traction simple des enduits sur leur support béton pour compléter les résultats obtenus avec l'essai slantshear.

Les différences de rigidité sont à l'origine, d'après la bibliographie, de concentrations de contraintes à l'interface pouvant altérer les résultats obtenus expérimentalement par moyenne des efforts sur l'interface (Santos and Júlio (2011), Austin et al. (1999)). L'analyse par corrélation d'images n'a pas montré, dans la zone élastique, de concentrations de déformations notables quel que soit le matériau considéré, et donc quelles que soient les différences de rigidités constatées entre un enduit et son support. Cependant, dans la zone post-pic, des concentrations de déformations importantes ont pu être observées à l'interface pour les éprouvettes d'enduit isolant. Celles-ci peuvent être liées à une rupture progressive de l'interface. A contrario, les éprouvettes d'enduit MGF ont montré un comportement plus monolithique jusqu'à rupture. Ces résultats semblent cohérents avec l'analyse des courbes Effort-Déplacement obtenues, en particulier pour le comportement post-pic des éprouvettes.

Par conséquent, l'analyse d'images n'a pas permis d'obtenir d'informations pour quantifier ces concentrations de contraintes à l'interface, ainsi que leur influence sur les résultats expérimentaux du critère de rupture de l'interface. Néanmoins, dans la suite de cette étude, cet outil a été utilisé pour mieux comprendre le comportement général et local de l'éprouvette afin de concevoir un modèle numérique pertinent et ainsi utiliser ce modèle pour étudier la répartition des contraintes à l'interface ainsi que l'évolution de la rupture au niveau de cette même interface.

# Chapitre 3

## Analyse numérique à l'échelle locale

### 3.1 Présentation et objectifs

Les méthodes aux éléments finis ont souvent été utilisées pour étudier les phénomènes d'adhérences entre deux matériaux à base cimentaire (Austin et al. (1999), Júlio et al. (2006), Santos and Júlio (2011) et Saldanha et al. (2013), par exemples). Ici, la modélisation numérique aux éléments finis a été réalisée avec le logiciel CAST3M, développé par le Commissariat à l'Energie Atomique (CEA) (Verpeaux et al. (1988)). L'objectif est dans un premier temps de reproduire les conditions expérimentales (géométrie de l'éprouvette, conditions aux limites, propriétés mécaniques des matériaux et type de chargement). Une fois ces conditions reproduites, les caractéristiques mécaniques de l'interface ont été déduites après calage du modèle sur les résultats expérimentaux. En effet, les courbes Effort-Déplacement sont reproduites pour un angle d'interface  $\alpha$  donné. Une vérification est ensuite faite en utilisant les résultats obtenus pour les différents angles d'interface. L'objectif étant d'en déduire les caractéristiques de l'interface les plus pertinentes par rapport aux expériences réalisées. Une comparaison est également faite avec les résultats de la corrélation d'images afin de valider les modèles utilisés en termes de champs de déplacements. Ainsi, il est ensuite possible d'utiliser ce modèle pour compléter les résultats expérimentaux. En effet, celui-ci a permis d'observer la distribution des contraintes à l'interface ainsi que l'évolution de la rupture, et ce pour les deux enduits considérés.

### 3.2 Définition du modèle

#### 3.2.1 Géométrie de l'éprouvette

La géométrie de l'éprouvette de l'essai slant-shear (globalement, un cylindre de 192 mm de diamètre et de 550 mm de hauteur) est reproduite à l'aide d'éléments volumiques tétraédriques à 4 faces (TET4). Trois maillages différents ont donc été considérés afin de prendre en compte les trois angles d'interfaces utilisés expérimentalement ( $\alpha = 20^\circ, 25^\circ$  et  $30^\circ$ ). Du fait de la symétrie de l'éprouvette, seule une moitié a été modélisée. L'autre moitié étant prise en compte par une condition de symétrie au niveau du plan xOz (Figure 3.1). Pour un angle  $\alpha$  de  $30^\circ$ , la demi-éprouvette possède 87 156 éléments. Si l'on considère des tétraèdres réguliers et égaux entre eux, la moyenne de chaque côté d'un élément TET4 est proche de 1 cm. Dans la pratique, en partie supérieure de l'interface côté enduit (et symétriquement

la partie inférieure pour le côté béton), le maillage est plus fin. Le choix de la finesse de la géométrie est justifié en section 3.3.1.

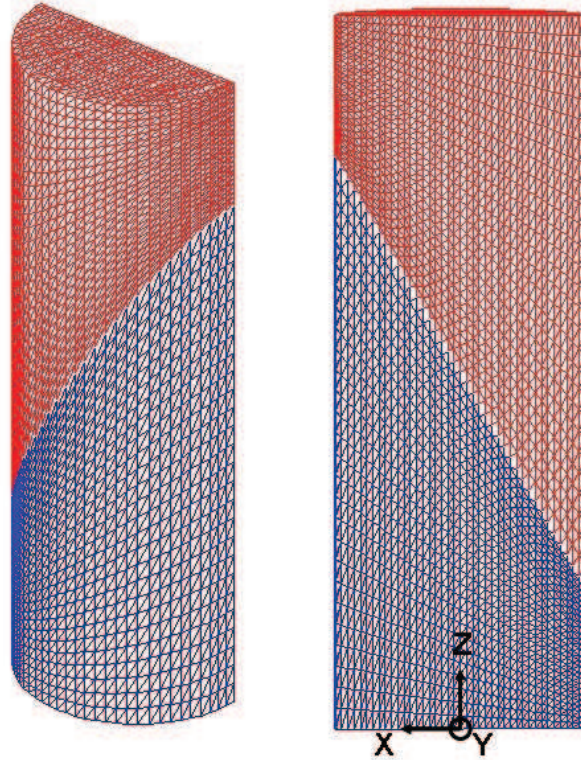


FIGURE 3.1 – Maillage considéré pour une éprouvette avec un angle  $\alpha$  de  $30^\circ$ , constitué de 87156 éléments. Le plan de symétrie est dans le plan  $xOz$ .

### 3.2.2 Conditions aux limites

La pertinence du modèle considéré est également fonction des conditions aux limites qui doivent être représentatives des conditions expérimentales. Premièrement, le blocage du déplacement vertical de la surface inférieure de l'éprouvette matérialise la présence du bâti comme support. De plus, les déplacements horizontaux de cette surface de l'éprouvette ont été bloqués de manière à prendre en compte le frottement lié à une condition de freinage existante expérimentalement entre cette surface et le bâti, et ce pour les deux matériaux considérés. La corrélation d'images a en effet permis de montrer les faibles déplacements horizontaux en partie basse de l'éprouvette (Chapitre 2, section 2.4.4).

Pour la partie supérieure, une distinction a été faite entre les éprouvettes ISO et MGF. Concernant cette dernière, une condition de déplacement sur l'ensemble des points de la face supérieure permet l'application du chargement par un déplacement vertical monotone imposé. Un blocage horizontal permet également de matérialiser le frottement entre cette surface et la platine d'application de l'effort. Une autre configuration a été utilisée pour les éprouvettes recouvertes d'enduit ISO de manière à prendre en compte la rotule utilisée lors de ces essais. En effet, modéliser la rotule a nécessité la création de la platine en acier. Son maillage étant continu avec l'éprouvette, il en résulte bien la prise en compte du frottement entre la platine et

la surface supérieure de l'éprouvette (Figure 3.2). Cette platine étant très rigide par rapport à l'enduit, l'effort vertical peut être appliqué ponctuellement sur sa surface supérieure. De cette manière la rotation de la platine est permise lors de l'application de l'effort, piloté en déplacement. La pertinence de ces conditions aux limites en partie supérieure de l'éprouvette sera traitée dans la section 3.4.3.

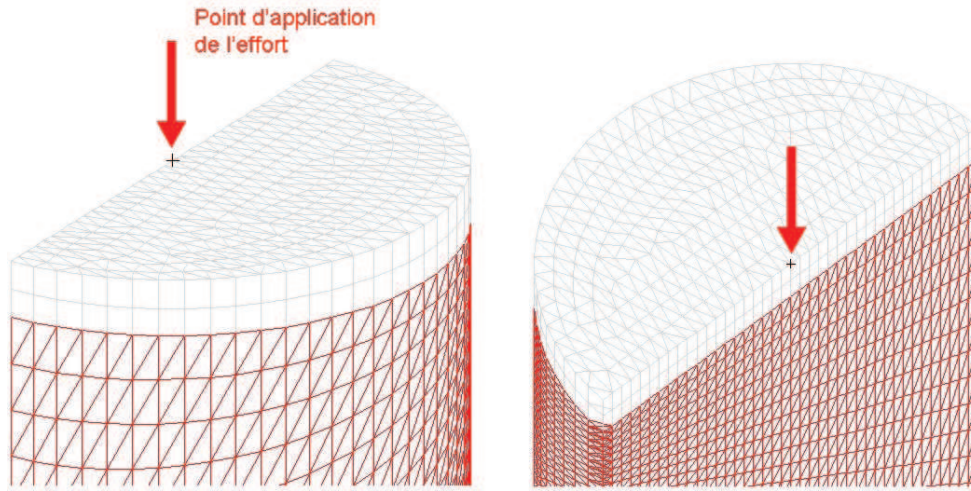


FIGURE 3.2 – Deux vues du maillage de la platine supérieure pour les essais avec le matériau ISO.

### 3.2.3 Propriétés des matériaux

Les courbes des essais effectués pour caractériser l'enduit isolant indiquent que celui-ci possède un comportement élasto-plastique (Figure 3.3). De plus, sa structure est proche de celle d'un mortier ou d'un béton (structure matricielle et agrégats). De ce fait, un critère de Drucker-Prager Parfait a été utilisé pour modéliser le comportement élasto-plastique de l'enduit isolant. Les travaux de Cela (1998) donnent un exemple d'utilisation d'un critère de type Drucker-Prager pour modéliser le comportement d'un matériau béton. Pour l'enduit MGF, les essais n'ont permis d'observer que le comportement élastique du matériau en compression. L'enduit MGF a donc été modélisé avec le même type de critère que l'enduit ISO. Ce critère a la particularité de pouvoir représenter le comportement de ce type de matériau mais également d'être défini par des paramètres mécaniques aisément quantifiables, comme ses limites en traction simple et en compression simple par exemple. Les éprouvettes de dimensions  $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$  utilisées pour caractériser les propriétés mécaniques des enduits ont permis d'obtenir la résistance à la traction  $\sigma_{t,end}$  par flexion 3 points. Le module d'Young  $E_{end}$  et la résistance à la compression  $\sigma_{c,end}$  des enduits ont été déterminés par des essais de compression simple sur les demi-éprouvettes restantes des essais de flexion (Chapitre 2, section 2.3).

Le deuxième matériau en présence est le support béton. Celui-ci est considéré comme parfaitement élastique. En effet, étant donné les gammes de contraintes considérées, et ce quel que soit l'enduit utilisé, cette hypothèse se justifie (contrainte de compression maximale de l'ordre de 2 MPa par rapport à la surface d'application de la charge). La valeur de son

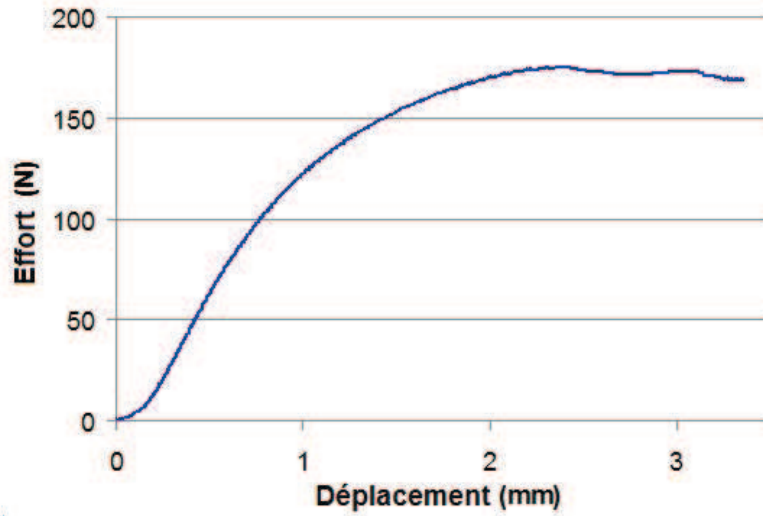


FIGURE 3.3 – Exemple de courbe Effort-Déplacement expérimentale obtenue lors des essais de compression pour la caractérisation du matériau ISO.

module d'Young  $E_{bet}$  a été estimée à 30 GPa, ce qui correspond à un béton classique vue sa résistance en compression simple. Ce niveau de précision est également considéré suffisant puisque les déformations vont être principalement pilotées par les enduits considérés.

Les résultats expérimentaux montrent que l'interface, à l'échelle globale, est bien représentée par un critère de Mohr-Coulomb. Par hypothèse, un critère du même type a été considéré pour les éléments JOINT représentant le comportement de l'interface à l'échelle locale. Le comportement élastique de cette loi, présente dans CAST3M, est régi par deux paramètres de raideur normale et tangentielle,  $K_n$  et  $K_s$ , respectivement, et définis tels que :

$$K_n = \frac{E_{int}}{e_{int}} \quad (3.1)$$

$$K_s = \frac{E_{int}}{2 \cdot (1 + \nu_{int}) \cdot e_{int}} \quad (3.2)$$

La valeur de son module d'Young  $E_{int}$  a été prise égale à celle de l'enduit. En effet, bien que, expérimentalement, les ruptures soient adhésives, le plan de rupture parallèle à l'interface est situé au sein de l'enduit, très proche de l'interface. Le béton n'a d'ailleurs pas été endommagé lors des différents essais réalisés. Ce comportement est, d'après Beushausen and Alexander (2008), représentatif de sollicitations de cisaillement à l'interface. L'épaisseur de l'interface  $e_{int}$  considérée est basée sur les travaux de Santos and Júlio (2008). En effet, cette étude permet d'observer la corrélation entre, d'un côté, différents paramètres géométriques liés à la rugosité du support, et de l'autre, la résistance de l'interface. La meilleure corrélation ( $R^2 > 0,99$ ) est obtenue pour le paramètre appelé "Maximum Valley Depth", noté  $R_v$  et considéré par les auteurs comme le plus pertinent. Ce paramètre a été utilisé pour quantifier l'épaisseur de l'interface à prendre en compte au sein du modèle. Les auteurs obtiennent une valeur moyenne de 0,451 mm pour une surface traitée par brossage métallique. Par conséquent, l'épaisseur de l'interface considérée dans le modèle a été prise égale à 0,5 mm. Le coefficient de Poisson  $\nu$  a été pris égal à 0,2 pour l'ensemble des éléments. Ainsi, les coefficients  $K_n$  et  $K_s$  de la loi peuvent être déterminés.



Considérant l'équation 3.3 régissant le critère local de rupture de l'interface, il est possible de déterminer l'expression de l'effort  $T$  s'exerçant à l'interface à la rupture (Equation 3.4) et en effectuant l'hypothèse d'une répartition homogène des contraintes sur l'interface. Ces équations mettent en évidence que le paramètre de cohésion  $c$  ne dépend pas du niveau de contraintes appliqué. Par conséquent, la valeur expérimentale  $c_{global}$  obtenue à l'échelle de l'éprouvette slant-shear doit théoriquement être égale à celle de l'échelle locale  $c_{local}$ .

$$T = \int_S (\sigma_n \cdot \tan(\phi) + c) \cdot dS \quad (3.3)$$

$$T = N \cdot \tan(\phi) + c \cdot S \quad (3.4)$$

De plus, en considérant les courbes expérimentales, il semble que le chargement maximal ne corresponde pas à une rupture généralisée de l'interface, ce qui va dans le sens de contraintes non homogènes sur l'ensemble de l'interface. Lorsque le pic de chargement est atteint, l'effort de cisaillement  $T$  peut être exprimé tel que :

$$T = N \cdot \tan(\phi_{global}) + c_{global} \cdot S \quad (3.5)$$

avec  $N$  l'effort normal agissant à l'interface,  $\phi_{global}$  l'angle de frottement à l'échelle de l'éprouvette slant-shear et  $S$  la surface de l'interface. Ces valeurs peuvent être obtenues expérimentalement. Il est également possible d'exprimer  $T$  tel que :

$$T = \int_S \tau \cdot dS \quad (3.6)$$

Si l'interface plastifiait intégralement, alors l'effort de cisaillement correspondant  $T_{plast}$  s'écrirait :

$$T_{plast} = \int_S \sigma_n \cdot \tan(\phi_{local}) + c_{local} \cdot dS \quad (3.7)$$

La plastification n'ayant pas lieu sur l'intégralité de l'interface lorsque le pic est atteint, il semblerait donc que  $T < T_{plast}$ . En considérant  $\Delta_T$  comme la différence entre  $T$  et  $T_{plast}$ , alors  $T$  peut s'écrire :

$$T = T_{plast} - \Delta_T \quad (3.8)$$

Par conséquent, l'équation 3.6 peut s'écrire telle que :

$$T = \left( \int_S \sigma_n \cdot \tan(\phi_{local}) + c_{local} \cdot dS \right) - \Delta_T \quad (3.9)$$

Intégrer cette expression revient à écrire :

$$T = (N \cdot \tan(\phi_{local}) + c_{local} \cdot S) - \Delta_T \quad (3.10)$$

En comparant cette équation avec l'équation 3.5 et en utilisant l'hypothèse que  $c_{local} = c_{global}$ , il est possible d'en déduire, après simplifications :

$$N \tan(\phi_{global}) = N \tan \phi_{local} - \Delta_T \quad (3.11)$$

Enfin, cette expression revient à écrire :

$$\tan(\phi_{global}) = \tan(\phi_{local}) - \frac{\Delta_T}{N} \quad (3.12)$$

ce qui montre que  $\phi_{local}$  est inférieur  $\phi_{global}$ .

Par conséquent, seul l'angle de frottement  $\phi$  reste à déterminer pour caractériser le comportement mécanique de l'interface. Ainsi, la variation d'un seul paramètre pour le calage des courbes Effort-Déplacement garanti l'unicité de la solution à l'échelle locale. Les courbes obtenues (Figures 3.8 et 3.10) sont présentées dans la section 3.4. Le tableau 3.1 regroupe les différents paramètres nécessaires aux différentes lois sélectionnées.

Eléments	Paramètres	Connus	Estimés	Déduits
Béton (Elastique)			$E_{bet}, \nu_{bet}$	
Enduits (Drucker-Prager Parfait)		$E_{end}, \sigma_{c,end}, \sigma_{t,end}$	$\nu_{end}$	
Interface (JOINT type Coulomb)		$c$	$\nu_{int}, E_{int}, K_n, K_s, e_{int}$	$\phi$

TABLE 3.1 – Paramètres utilisés lors de la modélisation de l'essai slant-shear.

### 3.3 Analyse paramétrique

L'analyse paramétrique a pris en compte la finesse du maillage, le pas de chargement considéré, ainsi que le coefficient de Poisson, qui n'a pas pu être déterminé expérimentalement ou d'après l'étude bibliographique. Cette analyse a été réalisée en prenant en compte les paramètres présentés dans le tableau 3.2.

Matériaux	E (MPa)	$\sigma_c$ (kPa)	$\sigma_t$ (kPa)	$e_{int}$ (mm)	c (kPa)	$\phi$ (°)
Béton	30 000					
ISO	5	110	70			
Interface	5			0,5	5	25

TABLE 3.2 – Paramètres utilisés pour l'analyse paramétrique

#### 3.3.1 Influence du maillage

L'éprouvette possédant un axe de symétrie, seule la moitié a été modélisée. Dans un premier temps, deux maillages des surfaces d'interfaces ont été construits, un pour la partie "enduit" et l'autre pour la partie "béton", respectivement. Les deux demi-disques représentant les demi-surfaces inférieure et supérieure de l'éprouvette ont ensuite été créés par projection des interfaces respectives sur les plans des demi-disques. Les volumes d'enduit et de béton ont ensuite été construits en prenant les volumes compris entre une interface et la surface supérieure, pour l'enduit ; et entre l'autre interface et la surface inférieure de l'éprouvette, pour



le béton. Cette méthode permet donc d'avoir deux volumes symétriques avec la possibilité de créer des éléments JOINT à l'interface entre ces deux volumes. Le maillage ainsi défini permet une densification assez régulière jusqu'au sommet de l'interface, côté enduit.

Le raffinement du maillage intervient au niveau de la surface de symétrie (dans le plan  $xOz$ ), en faisant varier le nombre de points le long de l'interface. Cinq différentes finesses (notées de M.1 à M.5) ont été prises en compte et une faible influence de ce paramètre est observée (Figure 3.4). Les résultats se stabilisent à partir de M.4. Cependant, la finesse M.2 a été choisie du fait des faibles différences avec M.4 et M.5 et de manière à obtenir un temps de calcul satisfaisant. De plus l'écart au niveau des résultats entre la finesse M.2 et les finesses M.4 et M.5 est inférieur à 1%. Le maillage obtenu est présenté Figure 3.1.

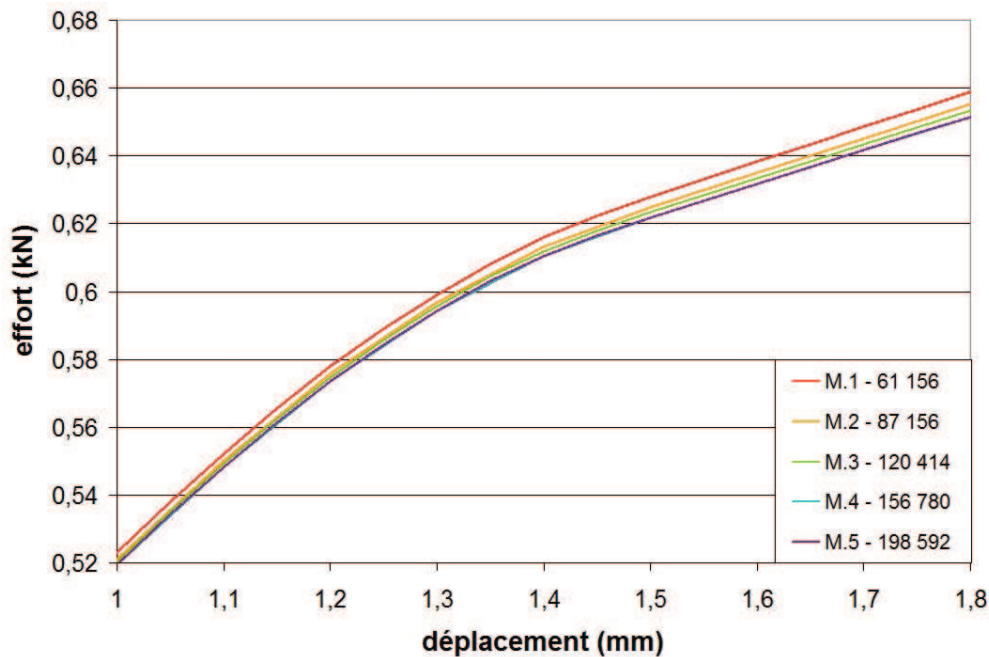


FIGURE 3.4 – Résultats de l'analyse paramétrique pour la détermination du maillage à utiliser, en fonction du nombre d'éléments considérés.

### 3.3.2 Influence du pas de chargement

La valeur du pas de chargement considérée a une influence significative sur le résultat des courbes Effort-Déplacement. Une fois le maillage validé, l'objectif initial était de diminuer progressivement le pas de chargement jusqu'à obtenir une stabilisation des résultats au niveau de la courbe donnant l'effort en fonction du déplacement. On peut remarquer, d'après la Figure 3.5, que les pas à  $1.10^{-4}m$ ,  $1.10^{-6}m$  et  $5.10^{-7}m$  génèrent des erreurs trop importantes pour être considérés, contrairement aux pas  $1.10^{-7}m$  et  $5.10^{-8}m$  qui donnent des résultats plus stables mais pour des temps de calculs beaucoup plus longs. Il est remarquable qu'un pas plus faible ne donne pas forcément de résultats plus précis. En effet, sur la figure 3.6 on remarque que les pas  $1.10^{-5}m$ ,  $5.10^{-6}m$  et  $2,5.10^{-6}m$  donnent des résultats proches des pas les plus raffinés, avec une préférence pour ce dernier. Cette étude montre donc bien l'importance du choix de la valeur du pas de chargement dans la qualité du résultat obtenu,

ceux-ci pouvant grandement varier, pour de petites variations de pas. Le pas sélectionné est de  $1.10^{-7}m$ . En effet, malgré son inconvénient en terme de temps de calcul, celui-ci permet d'obtenir une courbe "stable" tout en étant assez proche des résultats du pas le plus faible testé ( $5.10^{-8}m$ ) avec un écart d'environ 1,5%.

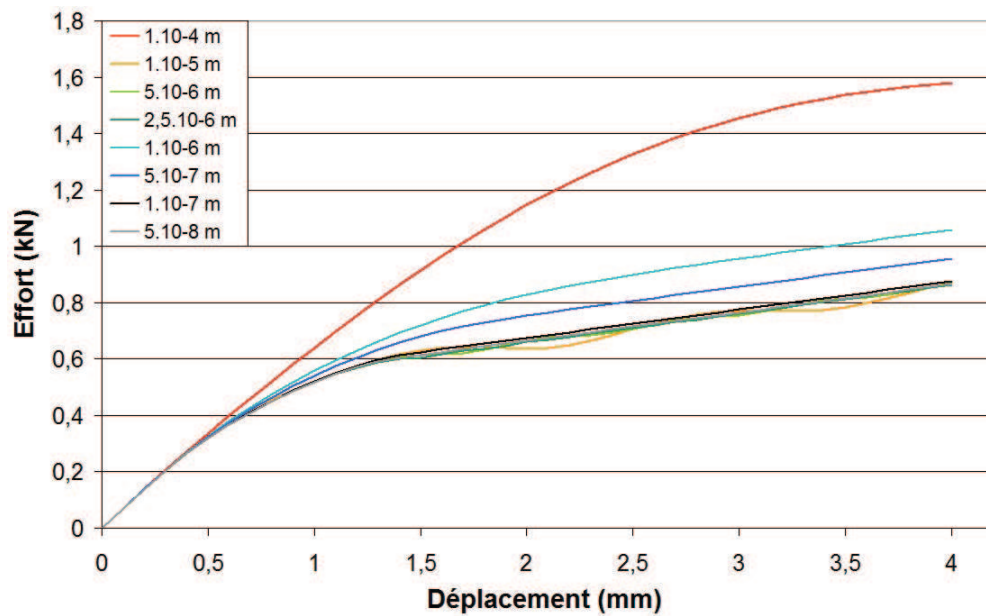


FIGURE 3.5 – Résultats de l'analyse paramétrique pour la détermination du pas de chargement à utiliser.

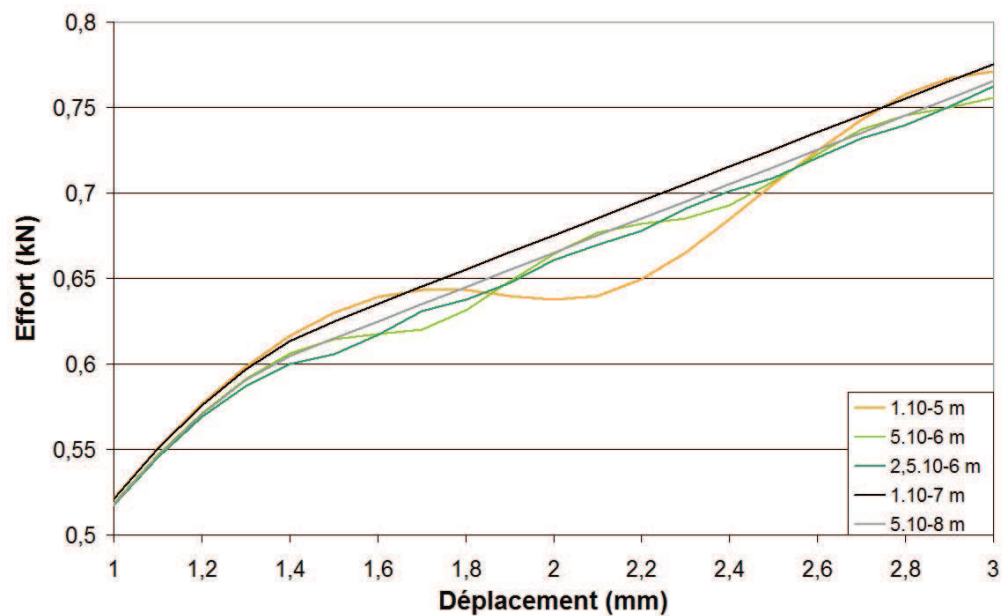


FIGURE 3.6 – Résultats de l'analyse paramétrique pour la détermination du pas de chargement à utiliser - Zoom

### 3.3.3 Influence du coefficient de poisson $\nu$

Le coefficient de poisson a été considéré égal à 0,2 pour tous les matériaux. Pour le béton, étant donné la gamme d'efforts considérée, cette valeur n'a pas d'influence sur les résultats. Différentes valeurs ont cependant été testées pour évaluer l'influence de ce paramètre sur les résultats, avec  $\nu = 0,2$ ; 0,3 et 0,4 pour le matériau enduit (Figure 3.7). Pour l'enduit isolant, on constate un écart proche de 3% entre les résultats pour  $\nu = 0,2$  et  $\nu = 0,3$  et un écart proche de 6% entre  $\nu = 0,2$  et  $\nu = 0,4$ . Pour les éléments JOINT, cette valeur influe sur le calcul de sa raideur en cisaillement  $K_s$ . Cependant, aucune évolution des courbes Effort-Déplacement n'est constatée du fait d'une variation de ce paramètre dans la gamme de valeurs considérée.

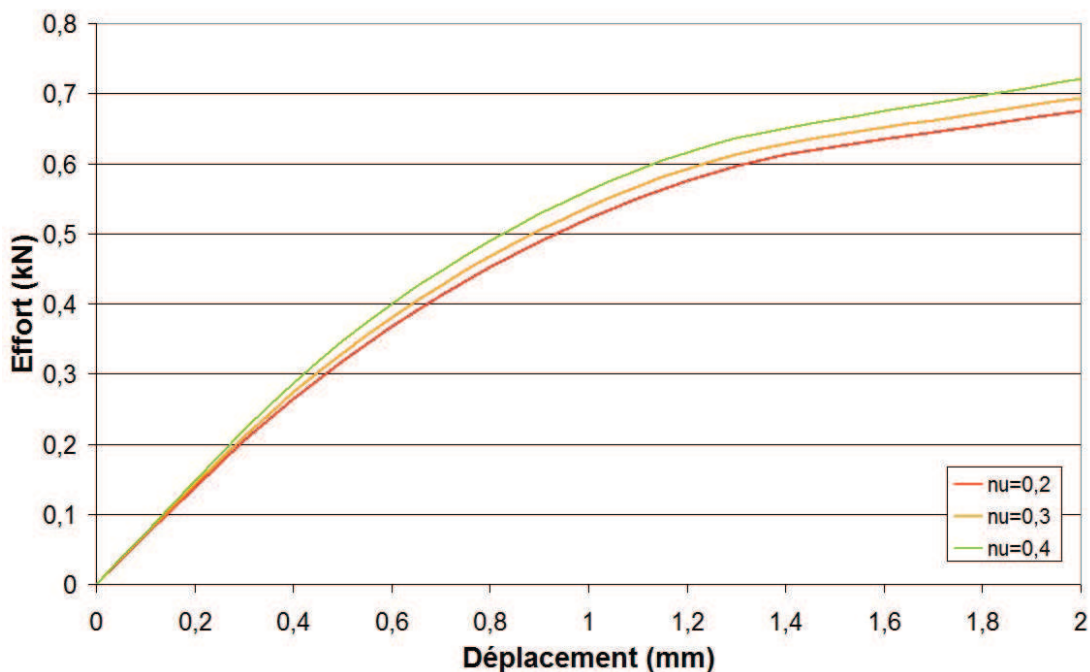


FIGURE 3.7 – Influence du coefficient de Poisson  $\nu$  du matériau ISO sur les courbes Effort-Déplacement de l'essai slant-shear.

## 3.4 Résultats

Les résultats numériques ont donc été établis en utilisant les valeurs de la caractérisation mécanique des matériaux, l'étude bibliographique liée au traitement de surface du support et en utilisant la théorie selon laquelle le paramètre de cohésion de l'interface, calculé expérimentalement, n'est pas influencé par les concentrations de contraintes. Par conséquent, seul le paramètre d'angle de frottement de l'interface reste à déterminer. L'unicité de la solution en est donc garanti.

### 3.4.1 Calage du modèle sur les résultats expérimentaux

Le tableau 3.3 regroupe les valeurs utilisées pour les paramètres des lois de comportement des matériaux (béton et enduits) et qui permettent le calage des courbes Effort-Déplacement numériques sur les résultats expérimentaux. Les valeurs utilisées pour le matériau ISO sont très proches des valeurs expérimentales. Des écarts plus significatifs sont cependant observés pour l'enduit MGF, en particulier pour son module d'Young avec un écart de 50% par rapport à la valeur moyenne expérimentale. Cette valeur reste toutefois cohérente avec la précision obtenue expérimentalement pour ce paramètre, qui est elle aussi de 50%. Pour rappel, la résistance à la compression du matériau MGF a été déduite des essais déjà effectués sur ce matériau par la société Parexlanko. Le calage des courbes expérimentales a été obtenu avec des valeurs comprises entre 1900 et 2500 kPa suivant les configurations modélisées. Par conséquent, les valeurs utilisées pour la modélisation des matériaux (béton et enduits) sont cohérentes avec les mesures expérimentales.

Matériaux	Modèles	E (MPa)	$\sigma_c$ (kPa)	$\sigma_t$
Béton	Élastique	30 000	-	-
ISO	DPP	5	110	70
MGF	DPP	150	1 900 à 2 500	1 290

TABLE 3.3 – Paramètres utilisés pour les matériaux béton et enduits.

Le tableau 3.4 permet de comparer les paramètres des critères de l'interface, obtenus numériquement et expérimentalement. Concernant l'enduit MGF, une bonne correspondance est observée entre l'angle de frottement à l'échelle globale ( $\phi_{global}$ ) et à l'échelle locale ( $\phi_{local}$ ). En effet, en considérant des valeurs comprises entre 49° et 51° pour ce paramètre, il est possible de reproduire les courbes Effort-Déplacement expérimentales, pour les trois angles considérés (Figure 3.8).

Matériaux	Méthode	c (kPa)	$\phi$ (°)
ISO	Expérimentale	8	51
	Numérique	8	44
MGF	Expérimental	270	51
	Numérique	270	49 à 51

TABLE 3.4 – Paramètres utilisés pour les matériaux.

Les résultats de l'enduit ISO montrent une bonne correspondance par rapport aux courbes Effort-Déplacement pour des valeurs de  $\alpha$  de 25° et 30° et en considérant un angle de frottement  $\phi_{local}$  de 44°. Cette valeur correspond à un écart d'environ 14% avec la valeur expérimentale. La figure 3.9 présente les deux critères d'interface, expérimental et numérique, concernant l'enduit ISO. Pour l'éprouvette possédant un angle  $\alpha$  de 20°, les résultats ne montrent pas de correspondance avec cette valeur de  $\phi_{local}$  (Figure 3.10). Par conséquent, on observe une correspondance plutôt bonne entre les résultats expérimentaux et numériques sans pour autant comprendre l'écart obtenu pour l'éprouvette ISO avec un angle  $\alpha$  de 20°. Les résultats numériques montrent qu'il est possible de caler le modèle numérique en conservant

la cohésion expérimentale de l'interface. Ainsi, ces résultats tendent à valider l'hypothèse selon laquelle la cohésion n'est pas influencée par les éventuelles concentrations de contraintes. Ceci renforce également l'idée d'une ligne droite pour le critère de l'interface, au moins pour la zone soumise à une contrainte normale de compression. De plus, les angles de frottement à l'échelle locale ( $\phi_{local}$ ) sont, comme attendus, inférieurs ou égaux à ceux obtenus expérimentalement ( $\phi_{global}$ ). Cependant, la bonne correspondance entre les paramètres expérimentaux et numériques de l'interface, obtenue pour l'enduit MGF, semble minimiser l'influence des concentrations de contraintes sur les résultats. En effet, les différences de rigidités sont très significatives entre les deux matériaux (l'enduit MGF est entre 100 et 200 fois moins rigide que le béton), sans que cela ne semble influencer les résultats. Cependant, une rupture ductile, comme celles observées pour les éprouvettes d'enduit ISO semble influencer plus fortement les valeurs des paramètres mécaniques caractérisant l'interface et obtenus expérimentalement.

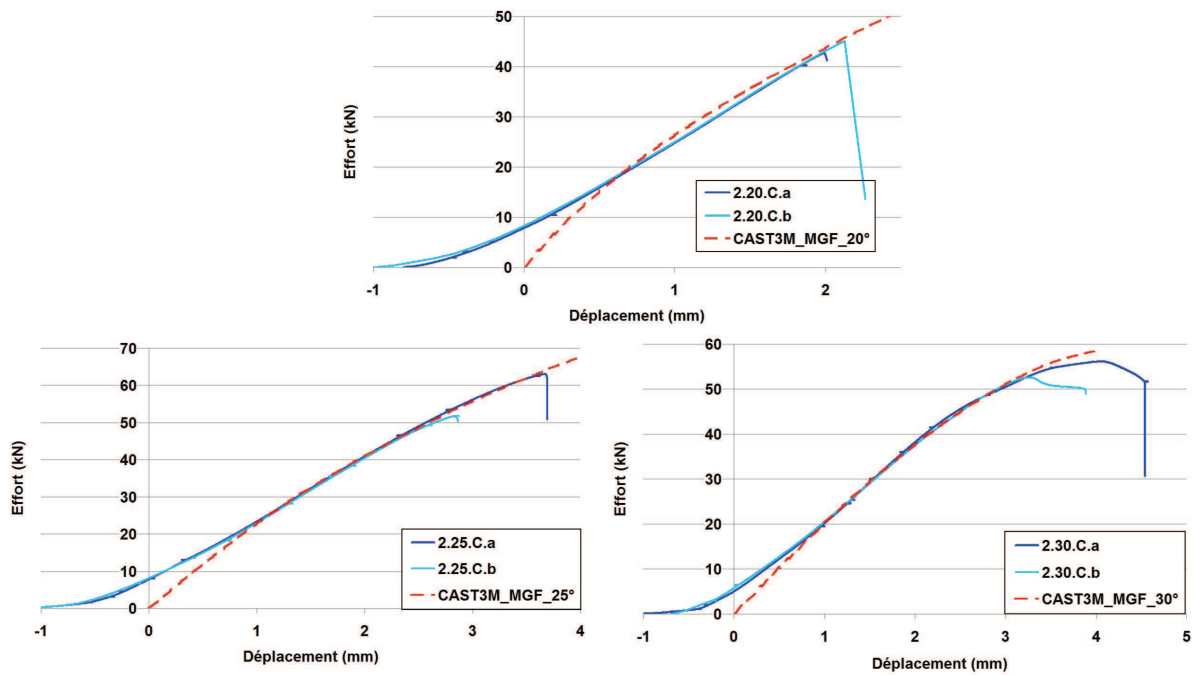


FIGURE 3.8 – Comparaison des courbes effort-déplacement obtenues expérimentalement et numériquement, pour  $\alpha = 20^\circ$ ,  $25^\circ$  et  $30^\circ$ .

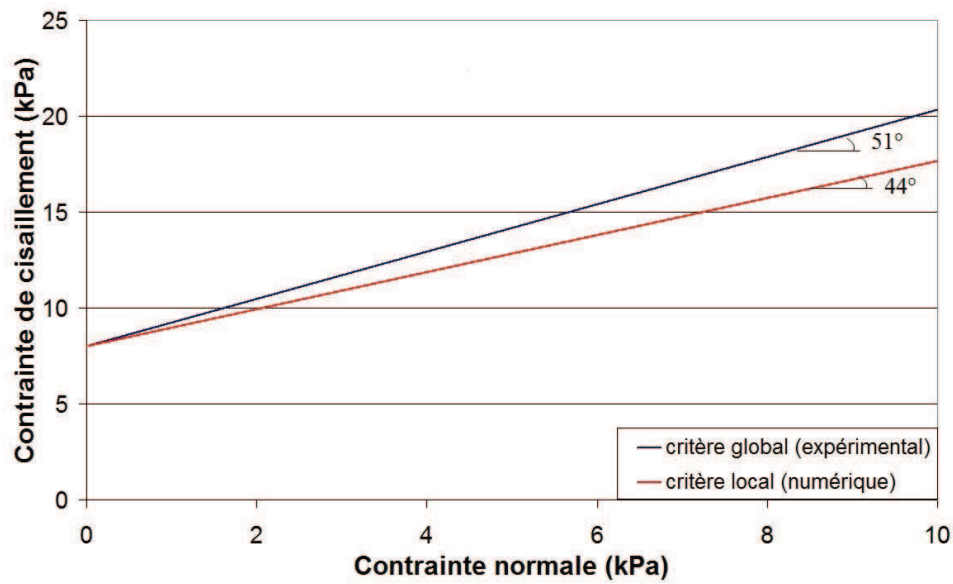


FIGURE 3.9 – Comparaison des critères d'interface obtenus expérimentalement et numériquement, pour l'enduit ISO.

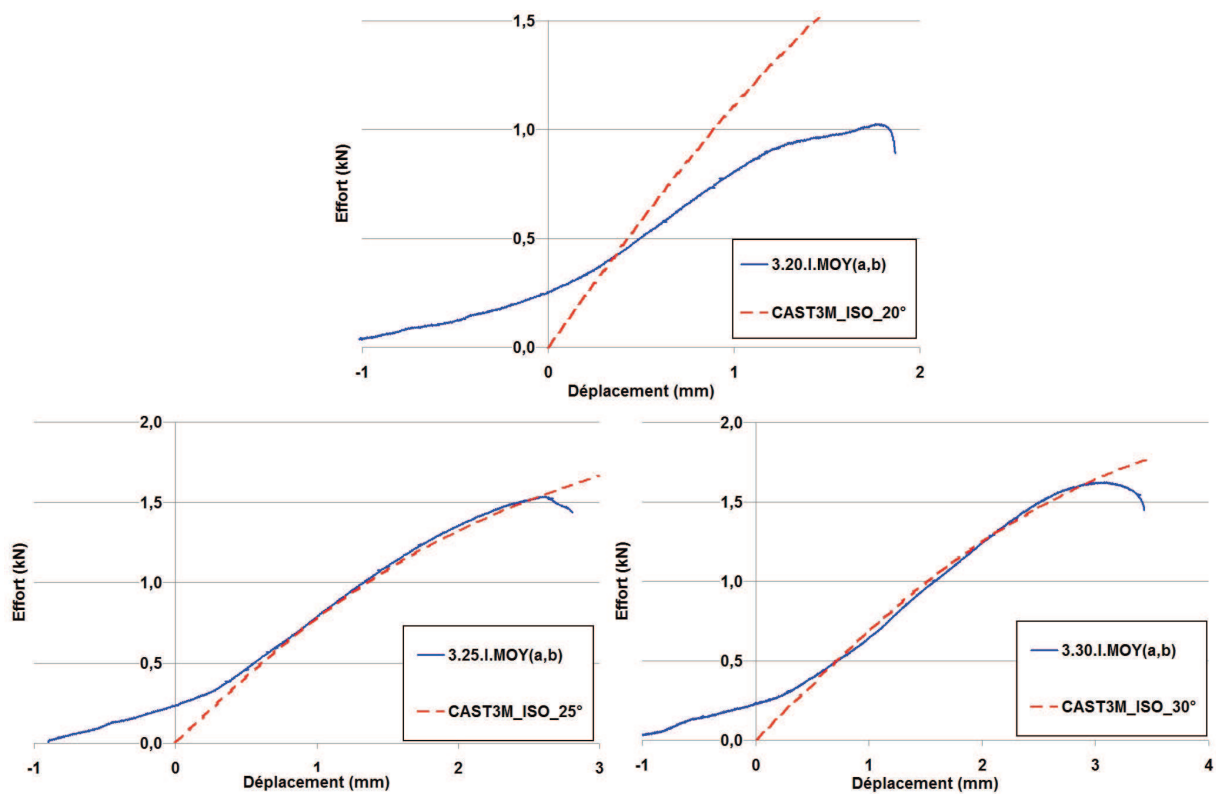


FIGURE 3.10 – Comparaison des courbes effort-déplacement obtenues expérimentalement et numériquement, pour  $\alpha = 20^\circ$ ,  $25^\circ$  et  $30^\circ$ .

### 3.4.2 Influence des paramètres $c$ et $\phi$

Cette section présente l'influence des paramètres  $c$  et  $\phi$  de l'interface sur les résultats expérimentaux des courbes Effort-Déplacement, pour l'enduit isolant. Les variations considérées sont de  $\pm 1$  kPa ( $\pm 12\%$ ) pour le paramètre de cohésion et de  $\pm 2^\circ$  ( $\pm 5\%$ ) pour le paramètre d'angle de frottement. La figure 3.11 montre l'influence de la variation de  $c$  sur les résultats. D'après les courbes obtenues, il est possible de constater une influence similaire des deux paramètres sur les courbes Effort-Déplacement. Cette influence est plus qualitative que quantitative du fait que les variations considérées ne sont pas identiques entre ces deux paramètres. Ces résultats montrent cependant qu'il aurait pu être difficile de valider les paramètres régissant le critère de l'interface si la cohésion n'avait pas pu être déterminée expérimentalement.

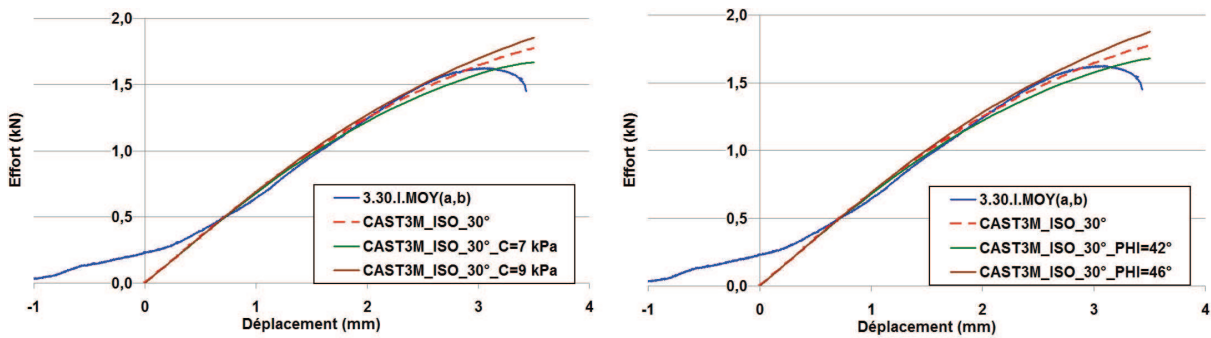


FIGURE 3.11 – Influence de la variation des paramètres  $c$  ( $\pm 1$  kPa, à gauche) et  $\phi$  ( $\pm 2^\circ$ , à droite) de l'interface sur les résultats de la simulation. Enduit isolant avec  $\alpha = 30^\circ$ .

### 3.4.3 Comparaison avec la corrélation d'images

Le logiciel 7D a été utilisé afin de valider, qualitativement voire quantitativement, le comportement général des modèles numériques pour les deux enduits considérés. La figure 3.12 montre la comparaison des vecteurs de déplacements obtenus par corrélation d'images et modélisation numérique. On remarque une bonne correspondance d'un point de vue qualitatif, au niveau du comportement général de l'éprouvette. D'un point de vue quantitatif, le comportement de la rotule peut être validé en comparant les valeurs de ses déplacements minimaux  $\Delta_{v,min}$  et maximaux  $\Delta_{v,max}$  (Figure 3.13). Les résultats montrent, pour un angle d'interface de  $25^\circ$  et  $30^\circ$ , un écart moyen de 10% entre l'analyse d'images et le modèle numérique. Ces résultats montrent donc une modélisation cohérente du comportement de la rotule ce qui permet également de valider le module d'Young choisi pour l'enduit isolant.

En ce qui concerne l'enduit MGF, les déplacements obtenus par corrélation d'images sont bien plus faibles que ceux mesurés par le capteur de déplacements du vérin. En effet, sur la figure 3.14, les déplacements mesurés par corrélation d'images montrent un déplacement maximal de l'ordre de 1,3 mm avant rupture pour l'éprouvette 2.30.C.b. Or, pour cette éprouvette, la rupture intervient pour un déplacement  $\Delta_v$  proche de 4 mm (Figure 3.8). Une étude numérique du portique de chargement a permis d'estimer les déformations de celui-ci pour un effort de 60 kN, correspondant à l'effort maximal obtenu expérimentalement pour les éprouvettes MGF. Les résultats ont montré un déplacement vertical de 0,4 mm (Figure 3.15),



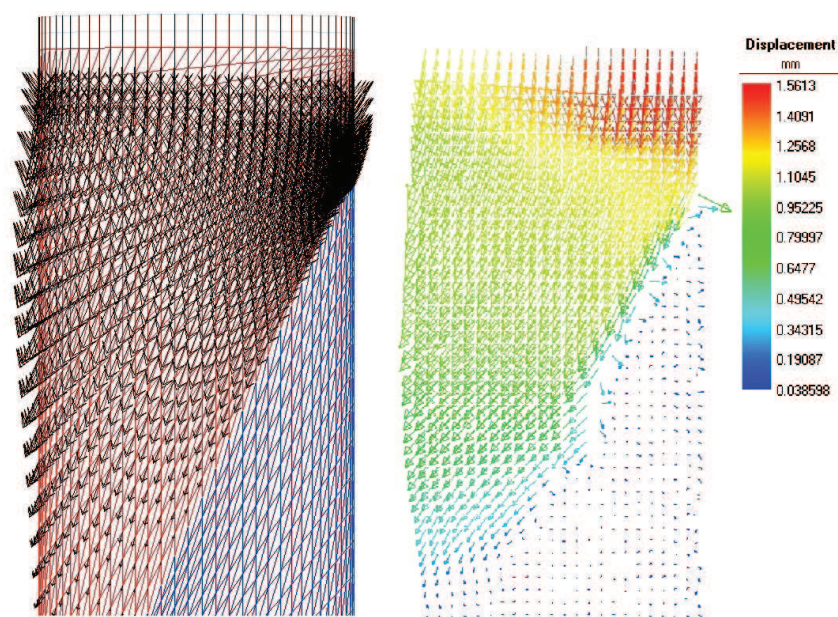


FIGURE 3.12 – Vecteurs déplacements à la rupture ( $\times 25$ ) obtenus d'après la modélisation (à gauche) et avec 7D (à droite) pour l'éprouvette d'enduit isolant 3.25.I.c.

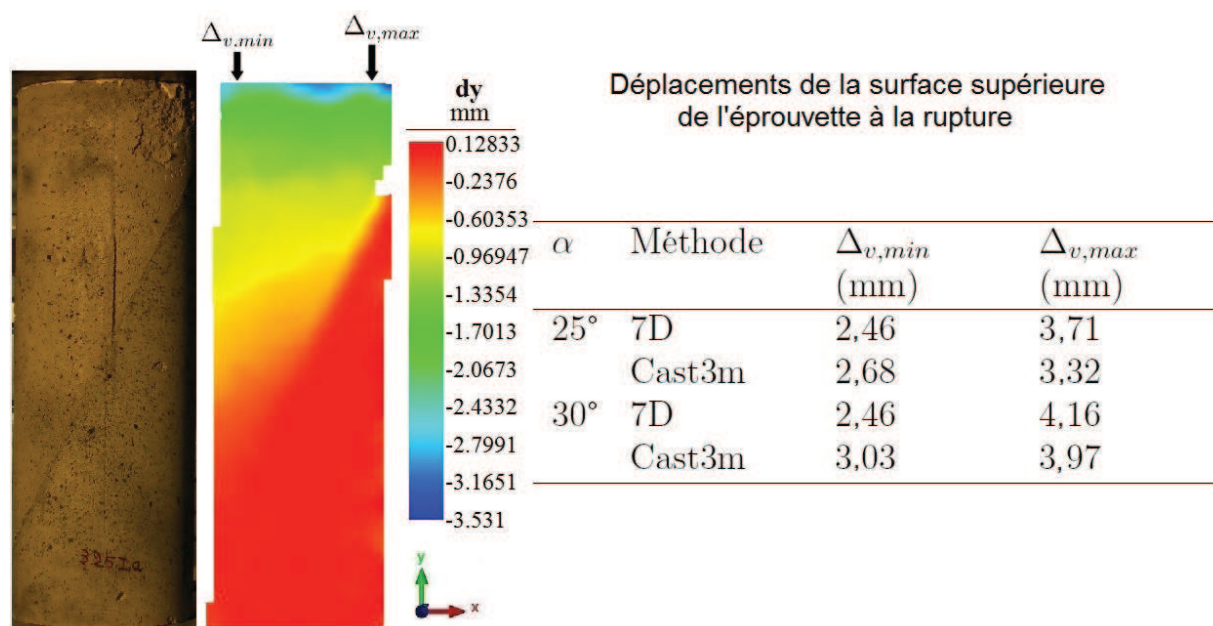


FIGURE 3.13 – Eprouvette 3.25.I.a. Déplacements minimaux et maximaux au niveau de la rotule,  $\Delta_{v,min}$  et  $\Delta_{v,max}$ . Comparaison entre l'analyse d'images (7D) et l'analyse numérique (Cast3m).

ce qui reste bien inférieur aux différences constatées entre les deux méthodes de mesures. Les courbes Effort-Déplacement n'ont pas été corrigées, cette étude numérique ne permettant d'obtenir qu'un ordre de grandeur des déformations. De plus, celles-ci n'ont pu être confirmées

par corrélation d'images. Par conséquent, les résultats obtenus par corrélation d'images sur les éprouvettes MGF ne permettent pas de corroborer quantitativement les résultats du modèle numérique. Qualitativement, une fois la phase de "mise en place" de l'éprouvette effectuée (déplacements horizontaux observés en partie supérieure des éprouvettes de la deuxième série d'essai, évoqués dans le chapitre 2, section 2.4.1), des déplacements verticaux sont observés en partie supérieure de l'éprouvette. Ces déplacements tendent à montrer la présence du frottement entre la surface supérieure de l'éprouvette et la platine d'application de l'effort vertical. La figure 3.14 montre les résultats obtenus pour l'éprouvette 2.30.C.b. Les déplacements de la surface supérieure sont ici plutôt verticaux et ce dès l'initiation du chargement, contrairement à la majorité des éprouvettes de la même série, qui présentent de légers défauts de planéité en partie inférieure.

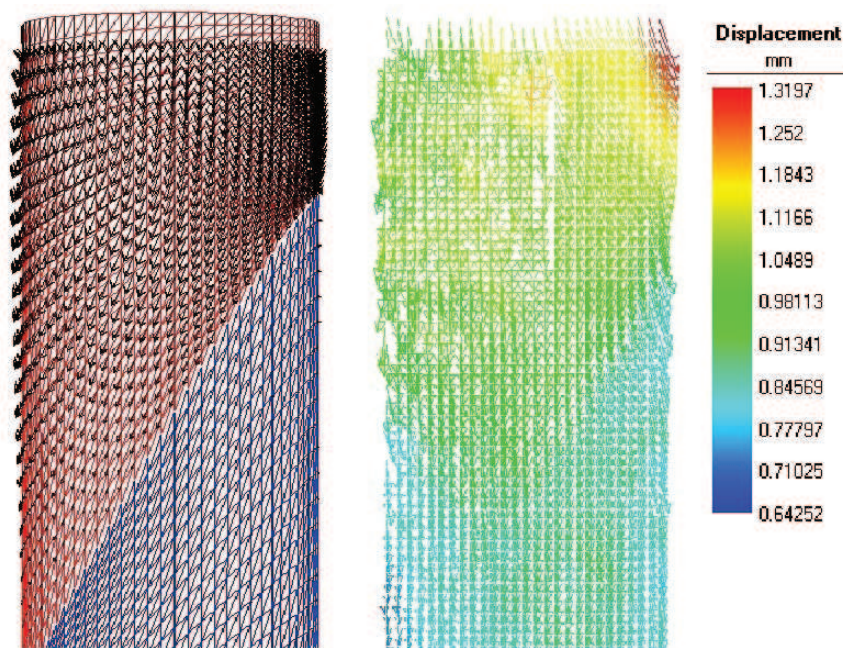


FIGURE 3.14 – Vecteurs déplacements à la rupture ( $\times 5$ ) obtenus d'après la modélisation (à gauche) et avec 7D (à droite) pour l'éprouvette d'enduit MGF 2.30.C.b.

Concernant les écarts de mesures obtenus, une luminosité trop forte des clichés effectués peut être à l'origine des écarts significatifs observés (Figure 3.16). De plus, en comparant les deux éprouvettes de cette figure, nous observons une différence de texture importante. En effet, il est possible que l'aspect plus uniforme de l'éprouvette MGF nécessite un mouchetis de meilleure qualité afin d'obtenir une précision satisfaisante de la mesure des déplacements.

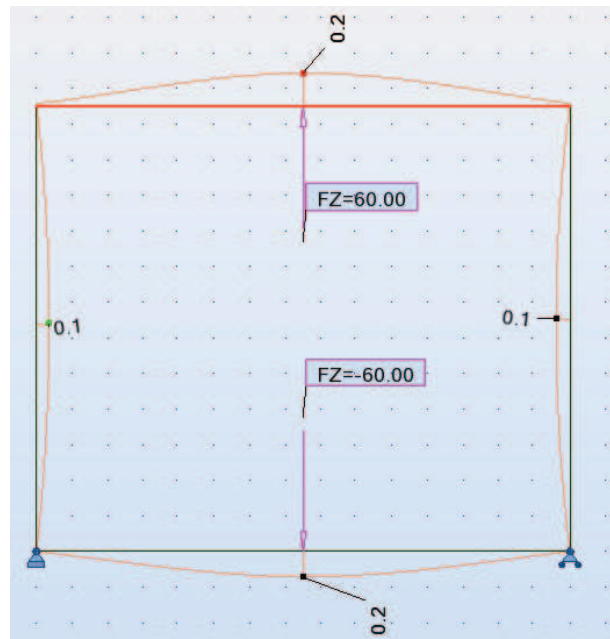


FIGURE 3.15 – Déformée du portique des essais sous l'effet d'un chargement vertical de 60 kN en partie centrale. Les déplacements en mm.



FIGURE 3.16 – Exemple de différences de luminosités obtenues entre une éprouvette MGF (2.30.C.a, à gauche) et ISO (3.25.I.c., à droite).



### 3.4.4 Analyse des contraintes à l'interface

Le logiciel CAST3M a ensuite été utilisé pour analyser plus précisément la distribution des contraintes normales et tangentielles à l'interface. Au niveau des éléments JOINT du logiciel, il est possible d'extraire une contrainte normale à la surface et deux contraintes tangentielles, orientées d'après les éléments du maillage. Cependant, à l'interface, les éléments sont chacun orientés différemment. Par conséquent, ces contraintes tangentielles n'ont pas permis de déduire la composante de cisaillement agissant dans le sens de la rupture de l'interface. Le calcul des contraintes dans le joint ne donnant pas de résultats fiables dans CAST3M, les contraintes ont été observées au plus près des éléments JOINT, dans l'enduit. Cette nouvelle surface est appelée surface de substitution pour ne pas être confondue avec l'interface constituée d'éléments JOINT. Les contraintes normales et tangentielles ont été calculées en tout point de la surface de substitution à partir du tenseur des contraintes et d'après le schéma présenté sur la figure 3.17 :

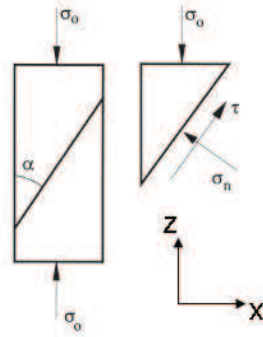


FIGURE 3.17 – Schéma de principe pour le calcul des contraintes sur la surface de substitution.

$$\underline{\underline{\sigma}} = \begin{pmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{xy} & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{xz} & \sigma_{yz} & \sigma_{zz} \end{pmatrix} \quad (3.13)$$

et en considérant le vecteur normal ( $\vec{n}$ ) et tangentiel ( $\vec{t}$ ) à l'interface et dans le sens de plus grande pente, tels que :

$$\vec{n} = \begin{pmatrix} -\cos \alpha \\ 0 \\ \sin \alpha \end{pmatrix} \quad (3.14)$$

$$\vec{t} = \begin{pmatrix} \sin \alpha \\ 0 \\ \cos \alpha \end{pmatrix} \quad (3.15)$$

Ainsi, le vecteur contrainte  $\vec{\sigma}$  s'exerçant sur la facette orientée suivant l'interface vaut :

$$\vec{\sigma} = \underline{\underline{\sigma}} \cdot \vec{n} = \begin{pmatrix} -\sigma_{xx} \cdot \cos \alpha + \sigma_{xz} \cdot \sin \alpha \\ -\sigma_{xy} \cdot \cos \alpha + \sigma_{yz} \cdot \sin \alpha \\ -\sigma_{xz} \cdot \cos \alpha + \sigma_{zz} \cdot \sin \alpha \end{pmatrix} \quad (3.16)$$

Ce qui permet de calculer la composante de la contrainte normale à l'interface, tel que :

$$\sigma_n = \vec{\sigma} \cdot \vec{n} = \sigma_{xx} \cdot \cos^2 \alpha + \sigma_{zz} \cdot \sin^2 \alpha - 2 \cdot \sigma_{xz} \cos \alpha \cdot \sin \alpha \quad (3.17)$$

Le vecteur des contraintes tangentielles est ensuite calculé tel que :

$$\vec{\tau} = \vec{\sigma} - \sigma_n \cdot \vec{n} \quad (3.18)$$

Soit

$$\vec{\tau} = \begin{pmatrix} \sigma_{xx}(-\cos \alpha + \cos^3 \alpha) + \sigma_{zz}(\sin^2 \alpha \cdot \cos \alpha) + \sigma_{xz}(\sin \alpha - 2 \cdot \cos^2 \alpha \cdot \sin \alpha) \\ -\sigma_{xy} \cdot \cos \alpha + \sigma_{yz} \cdot \sin \alpha \\ -\sigma_{xx}(\cos^2 \alpha \cdot \sin \alpha) + \sigma_{zz}(\sin \alpha - \sin^3 \alpha) + \sigma_{xz}(-\cos \alpha + 2 \cdot \cos \alpha \cdot \sin^2 \alpha) \end{pmatrix} \quad (3.19)$$

D'où est déduit la composante colinéaire à  $\vec{t}$  tel que :

$$\tau = \vec{\tau} \cdot \vec{t} \quad (3.20)$$

Soit,

$$\begin{aligned} \tau = & [\sigma_{xx}(-\cos \alpha + \cos^3 \alpha) + \sigma_{zz}(\sin^2 \alpha \cdot \cos \alpha) + \sigma_{xz}(\sin \alpha - 2 \cdot \cos^2 \alpha \cdot \sin \alpha)](\sin \alpha) \\ & + [-\sigma_{xx}(\cos^2 \alpha \cdot \sin \alpha) + \sigma_{zz}(\sin \alpha - \sin^3 \alpha) + \sigma_{xz}(-\cos \alpha + 2 \cdot \cos \alpha \cdot \sin^2 \alpha)](\cos \alpha) \end{aligned} \quad (3.21)$$

Ainsi, il est possible d'observer la distribution des contraintes au niveau de la surface de substitution, tout au long de l'essai. Premièrement, les différences constatées entre l'effort normal calculé au niveau de l'élément JOINT et celui calculé au niveau de la surface de substitution sont négligeables. Ensuite, ces distributions mettent en avant de fortes concentrations de contraintes (normales et tangentielles). Ces résultats sont qualitativement similaires aux études présentes dans la littérature (Júlio et al. (2006)) avec une partie supérieure de l'interface fortement sollicitée et une partie inférieure faiblement sollicitée. Cependant, ce modèle numérique ne montre pas les phénomènes de rupture ou de radoucissement et l'observation des distributions de contraintes ne permet pas de tirer de conclusion sur ce point.

L'objectif est donc d'étudier la part de résistance au cisaillement mobilisée au niveau de la surface de substitution, par rapport à la part mobilisable. Le calcul du rapport  $r$ , définit par :

$$r = \frac{\tau}{\sigma_n \cdot \tan \phi + c} \quad (3.22)$$

et compris entre 0 (contrainte de cisaillement nulle) et 1 (critère de l'interface atteint), permet d'estimer l'occurrence de la rupture. En effet, la rupture est théoriquement obtenue lorsque l'intégralité de la surface de substitution a atteint le critère de rupture. Les figure 3.18 et 3.19 présentent l'évolution du rapport "r" sur la surface de substitution, pour une éprouvette d'enduit ISO et MGF, respectivement. Pour les deux exemples présentés, l'angle d'interface  $\alpha$  est de 30°.

De manière générale, une évolution similaire de ce rapport est observée. Dans un premier temps, la partie supérieure de la surface de substitution atteint le critère de plasticité, pour un déplacement  $\Delta_v$  de l'ordre de 1 mm. Cette plastification s'étend ensuite de la partie supérieure vers la partie inférieure de cette surface. Dans un deuxième temps, au niveau de la zone la plus sollicitée (en partie supérieure), une fois le critère atteint, l'augmentation des contraintes normales est à l'origine d'une diminution du rapport  $r$  dans cette zone. A noter que cette diminution est plus prononcée pour le modèle de l'éprouvette MGF. De plus, pour un déplacement vertical correspondant à la rupture expérimentale, on remarque que la partie inférieure de la surface de substitution n'a pas totalement atteint le critère. De nouveau, cette tendance est plus prononcée pour le modèle de l'éprouvette d'enduit MGF. En effet,

pour l'enduit ISO, la grande majorité de la surface de substitution a atteint le critère, et, en partie basse, le rapport  $r$  est au minimum compris entre 0,8 et 0,9. Par conséquent, le modèle reproduit assez fidèlement la rupture progressive de l'interface, obtenue expérimentalement. Pour l'enduit MGF, les différences sont plus notables, avec un rapport  $r$  minimal compris entre 0,2 et 0,3 au moment de la rupture expérimentale.

Par conséquent, ce modèle semble générer plus d'erreurs pour l'enduit MGF qui a connu, expérimentalement, une rupture plus fragile. Ce comportement peut être en partie dû au modèle utilisé pour représenter le comportement de l'interface. En effet, celui-ci ne prend pas en compte un écrouissage négatif pouvant être lié, une fois le critère atteint localement, à une perte de cohésion et/ou à un angle de frottement résiduel inférieur à l'angle de frottement initial. Ainsi, le modèle permet une reprise d'efforts de cisaillement plus importante que dans la réalité, ce qui peut expliquer les écarts observés. Cela peut donc expliquer la capacité du modèle à mieux reproduire une rupture ductile initiée par une rupture progressive de l'interface, qu'une rupture plutôt fragile, et donc brutale.



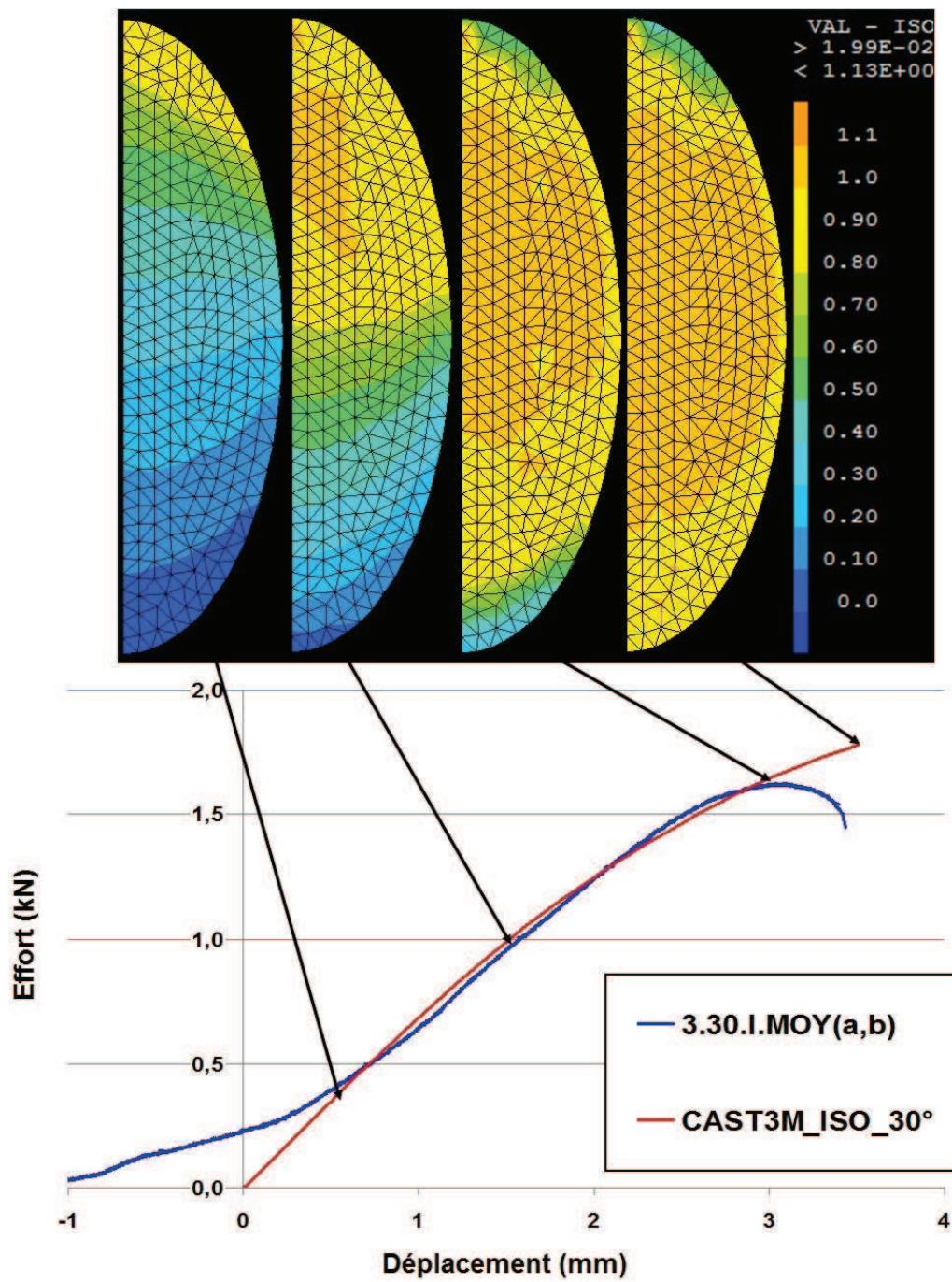


FIGURE 3.18 – Évolution du rapport  $r$  tout au long de l'essai. Éprouvette enduite ISO avec  $\alpha = 30^\circ$ .

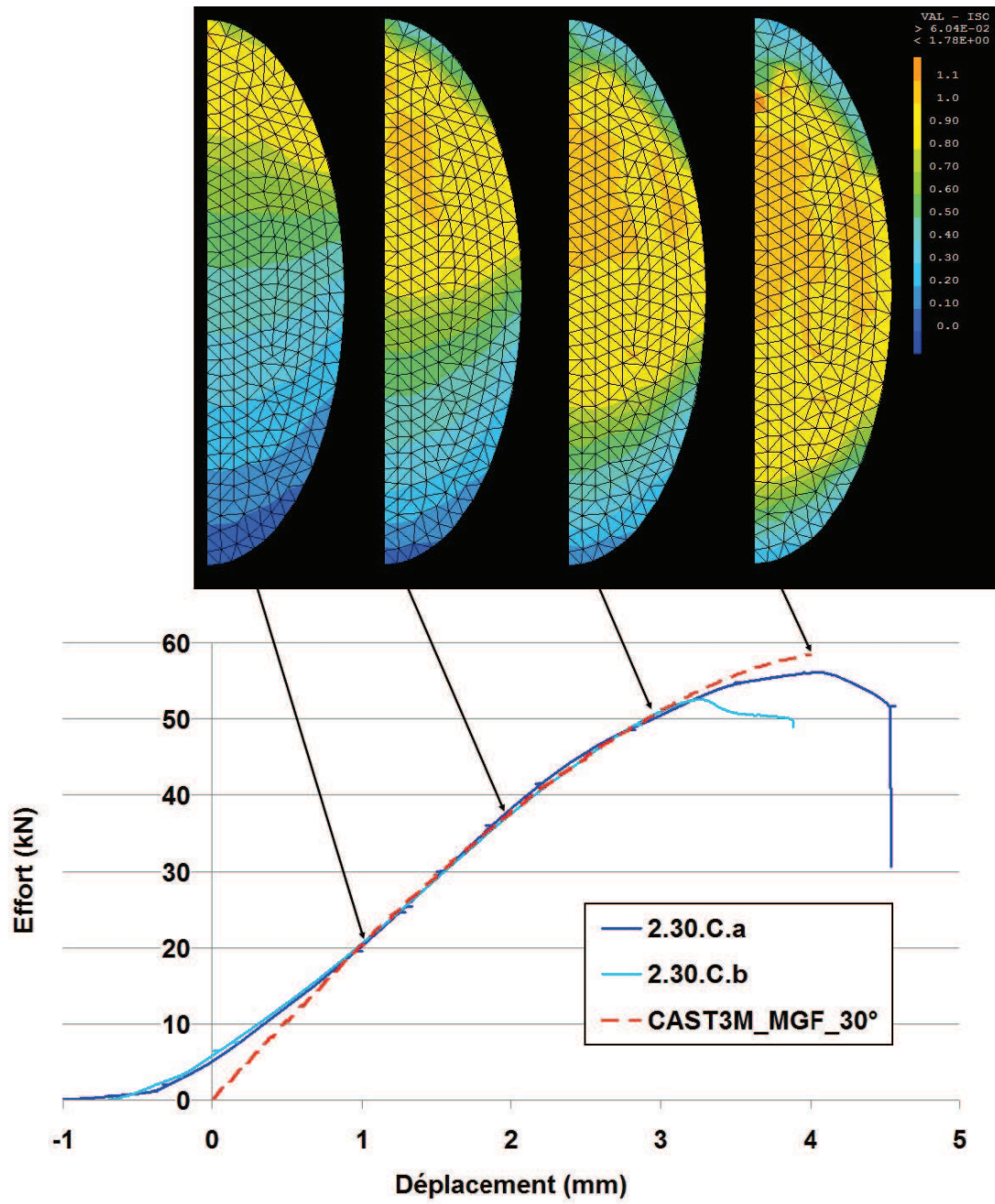


FIGURE 3.19 – Évolution du rapport  $r$  tout au long de l'essai. Éprouvette enduit MGF avec  $\alpha = 30^\circ$ .

### 3.5 Conclusions et perspectives

Cette étude numérique a montré que le comportement global du modèle était cohérent avec les mesures et observations expérimentales. Cependant, quelques éléments ne permettent pas de représenter l'intégralité des configurations testées. En effet, le modèle n'a pas permis de reproduire les résultats obtenus pour un angle d'interface de  $20^\circ$  pour l'éprouvette d'enduit ISO. La géométrie de l'éprouvette à  $20^\circ$  ne semblant pas être responsable de ces écarts : les résultats pour cette même géométrie, avec l'enduit MGF, étant cohérents. Il est donc possible que ces écarts significatifs soient liés à une combinaison de la géométrie de l'éprouvette (la partie supérieure de l'interface est très proche du sommet de l'éprouvette) et de la différence de module d'Young. En effet, ces deux facteurs sont connus pour être à l'origine de concentrations de contraintes à l'interface. L'hypothèse selon laquelle cette configuration correspondrait à une limite du modèle ne peut être validée sans d'autres essais expérimentaux couplés à une analyse numérique.

Cependant, ce modèle permet toutefois de valider la cohésion obtenue expérimentalement (pour les deux enduits considérés), ce qui permet de valider l'hypothèse d'une ligne droite pour le critère de l'interface, au moins pour la zone soumise à des contraintes normales de compression. Ce résultat valide également que cet essai permet, en utilisant au moins trois angles d'interface différents, de déduire la résistance au cisaillement de l'interface sous contrainte normale nulle, conformément aux propos de Naderi (2009). De plus, le comportement post-pic de l'éprouvette d'enduit ISO implique une surestimation de l'angle de frottement  $\phi_{global}$  obtenu expérimentalement. Le modèle numérique a permis d'obtenir une valeur corrigée, prenant donc en compte le comportement local de l'interface. Par comparaison, le comportement plus fragile de la rupture de l'éprouvette d'enduit MGF est à l'origine de résultats expérimentaux très proches de ceux obtenus d'après l'analyse numérique, en terme d'angle de frottement.

Le modèle considéré ne prenant pas en compte l'écrouissage négatif lié à une rupture progressive de l'interface, la rupture n'est pas directement observable d'après les courbes Effort-Déplacement. Ainsi, l'étude de l'évolution du rapport  $r$  à l'interface a permis de visualiser l'évolution de la rupture au cours de l'essai. Les écarts observés, plus significatifs pour l'enduit MGF, peuvent être dus à une rupture plus fragile pour ce matériau. Ce comportement expliquerait la plus grande difficulté du modèle à reproduire ce comportement, en comparaison d'une rupture ductile, et donc progressive. Enfin, malgré une rigidité 100 à 200 fois inférieure entre l'enduit MGF et son support béton, les résultats n'ont pas permis de mettre en avant une influence notable des concentrations de contraintes sur les paramètres régissant le comportement de l'interface. Pour un rapport de rigidité de 6000 (entre l'enduit ISO et son support) les écarts obtenus au niveau de l'angle de frottement ne sont que de 14%. De plus, ces écarts semblent être plus liés au comportement post-pic des éprouvettes d'enduit ISO qu'à une différence de rigidité entre l'enduit ISO et son support béton.

Afin d'obtenir plus d'informations sur ce sujet, il serait intéressant de réaliser une étude expérimentale et numérique similaire entre deux matériaux béton. En effet, cela pourrait permettre d'observer la capacité du modèle à reproduire ce type d'essai, où une rupture plus brutale peut être observée, par rapport aux essais effectués lors de cette étude.

Deuxième partie

Etude à l'échelle d'un mur



# Chapitre 4

## Bibliographie : analyse des murs maçonnes

Un des objectifs de cette deuxième partie est d'étudier l'accroche de cet enduit sur son support pour une configuration plus proche de la réalité. Une structure maçonnerie a été étudiée, constituée de briques en terre cuite alvéolées. Ce support n'a pas été étudié à l'échelle locale du fait de la forme plus complexe de l'interface (interface non plane du fait de la forme cannelée de la brique). Pour palier à ces différences par rapport à un support béton, la rugosité de l'interface par brossage métallique a permis d'obtenir une faible micro-rugosité, semblable à ce que l'on peut observer à la surface des briques utilisées. Ce quatrième chapitre, bibliographique, permet de mettre en avant les différents travaux effectués sur la résistance d'une maçonnerie et de sélectionner les essais et les modèles les plus pertinents pour notre étude expérimentale et numérique.

### 4.1 Contexte

Bien qu'au 20<sup>ème</sup> siècle les maçonneries aient été remplacées pour certaines applications par l'acier et le béton, elles restent cependant très présentes dans les bâtiments de faibles et moyennes hauteurs et pour les murs intérieurs dont les capacités portantes ne sont pas utilisées (Hendry (2001)). Les maçonneries peuvent être réalisées avec des blocs de différents matériaux comme la terre crue (pisé) ou cuite (briques), la pierre, le béton, etc. La maçonnerie est un matériau hétérogène composé de blocs naturels ou artificiels liés entre eux par des joints secs ou de mortier de différentes natures, ce qui en fait un ensemble plus complexe à étudier que les matériaux béton ou acier par exemple. De plus, un nombre important de configurations peut être utilisé, en fonction des matériaux à disposition. Pour les assemblages de briques, la figure 4.1 présente quelques exemples parmi les appareillages les plus courants.

Cette bibliographie s'intéressera à l'étude expérimentale et numérique des murs maçonnes en briques. Plus particulièrement, le comportement des assemblages en briques de terre cuite alvéolées soumis à des efforts de cisaillement sera étudié. Ces briques, de type Monomur, sont utilisées en partie pour leurs bonnes performances thermiques liées à la présence d'alvéoles (Juarez et al. (2012)). Leurs nombres, formes et orientations dépendent des différentes marques et modèles proposés dans le commerce, complexifiant ainsi leur caractérisation mécanique précise.



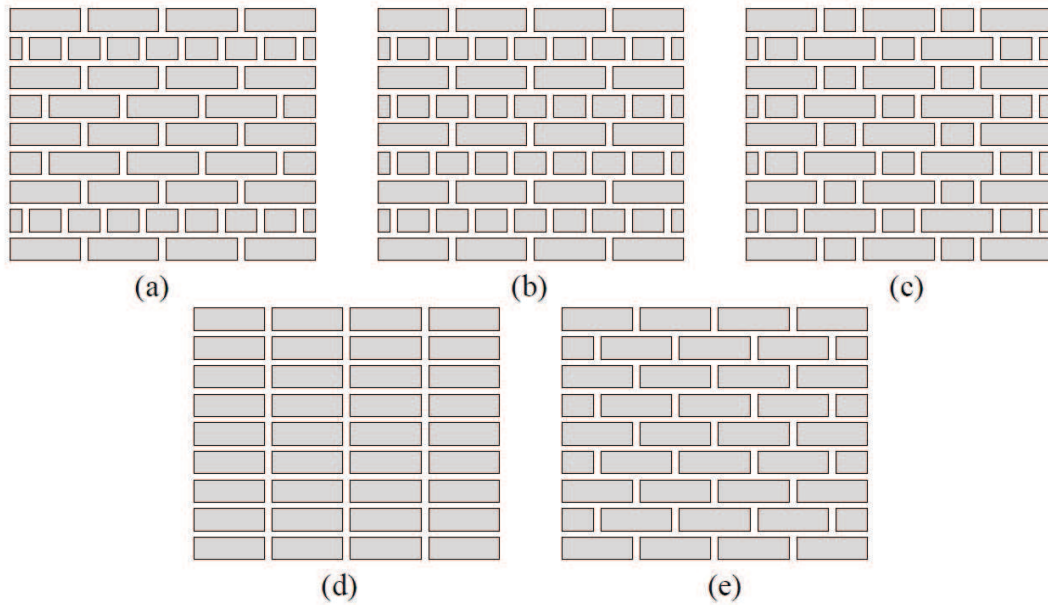


FIGURE 4.1 – Exemples d'appareillages pour les murs en briques maçonnées : (a) américain ; (b) français ; (c) flamand ; (d) en pile et (e) en panneresse. D'après Lourenço (1998a).

## 4.2 Comportement mécanique des éléments de maçonneries

### 4.2.1 Les blocs

D'après Oliveira (2003) le comportement mécanique des différents types de maçonneries a généralement pour caractéristique une très faible résistance à la traction, à tel point que celle-ci a conditionner la forme des constructions historiques. L'objectif est donc d'utiliser au maximum les capacités portantes des blocs. Le comportement en compression perpendiculairement au plan de pose est généralement utilisé pour déterminer la résistance mécanique d'un élément de maçonnerie, notamment dans de nombreuses normes, comme l'Eurocode 6 (2006). D'après Lourenço (1996), les essais de compression sont faciles à mettre en place et donnent une bonne approximation de la qualité générale des matériaux utilisés. L'Eurocode 6 (2006) utilise donc la résistance en compression des éléments (blocs et joints) pour définir la résistance d'une maçonnerie, même si il peut être difficile d'obtenir une bonne approximation de ces valeurs. En effet, pour les briques, les essais de compression sur plaques rigides ne permettent d'obtenir qu'une résistance à la compression biaisée en raison du freinage entre la brique et la plaque. L'Eurocode 6 (2006) tient compte de cet aspect pour le calcul de la résistance caractéristique en multipliant la valeur de l'essai standard par un facteur de forme qui fait référence à une éprouvette cubique de  $100 \times 100 \times 100 \text{ mm}^3$  (Eurocode 6, partie 1-1, annexe nationale ; ainsi que l'annexe A de la norme EN-772-1). D'après Lourenço (1996), cette résistance caractéristique ne peut être considérée comme représentative de la résistance réelle. Il est important de noter qu'il est également difficile d'estimer la résistance à la traction, par exemple, d'un bloc de maçonnerie d'après sa résistance en compression. En effet les nombreuses différences géométriques existantes (forme, nombre et volume d'éventuelles

alvéoles) sont à l'origine d'un comportement anisotrope de la brique. De ce fait, même si les comportements des matériaux constitutifs (béton, terre cuite) sont bien connus, il n'y a pas forcément de corrélation directe entre la résistance en compression de la brique et celle du matériau lui-même. Ces différences ne permettent pas d'estimer correctement le comportement du matériau d'après sa seule résistance en compression. La présence et la nature d'éventuelles alvéoles a également un impact sur le comportement biaxial de la brique. De manière générale, ces matériaux sont considérés comme quasi-fragiles (Figures 4.2).

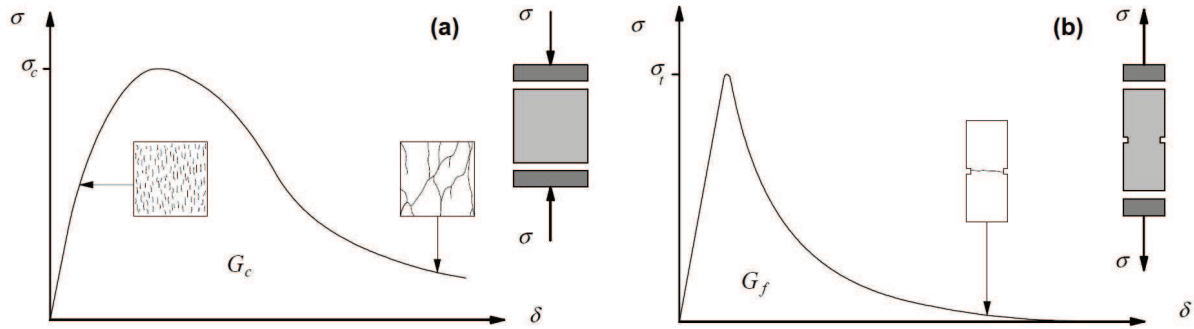


FIGURE 4.2 – Comportement mécanique usuel d'un matériau quasi-fragile soumis à de la compression simple (a) et de la traction simple (b), d'après Lourenço (1996).

Afin de mieux comprendre le comportement de ces matériaux, notamment pour mesurer l'influence d'alvéoles, d'autres essais ont été utilisés. Des essais de compression dans les directions parallèles au plan de pose peuvent être effectués (en ne considérant que les trois directions orthogonales de la brique). De plus, des essais de cisaillement sont possibles pour l'étude du comportement en cisaillement du bloc (Figure 4.3). La résistance en traction peut être évaluée par le "Splitting test" (Figure 4.4, droite), ou l'essai de compression diagonale (Figure 4.4, gauche) qui permet de déterminer la résistance à la traction diagonale, d'après Tomazevic and Weiss (2012). Ces derniers ont ainsi étudié le rapport entre différents para-

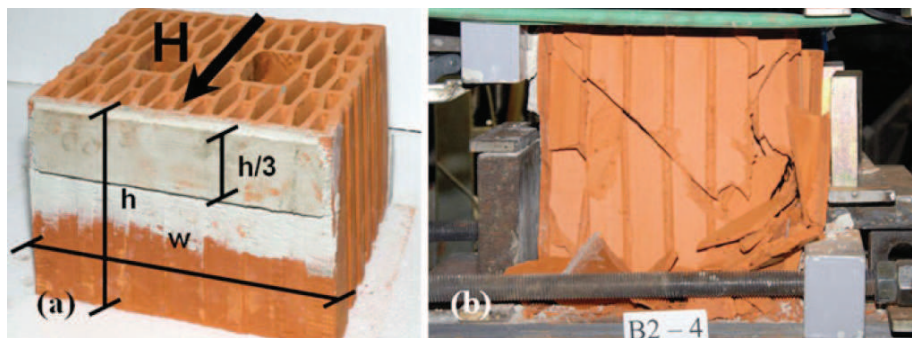


FIGURE 4.3 – Brique préparée pour l'essai de cisaillement, à gauche. Durant l'essai, à droite. D'après Tomazevic and Weiss (2012)

mètres de résistances mesurés (compression diagonale, Splitting, cisaillement ainsi que compression parallèlement au joint) et la résistance en compression du bloc, ce facteur étant le plus couramment utilisé. Ces données ont été exprimées, dans un premier temps, en fonction

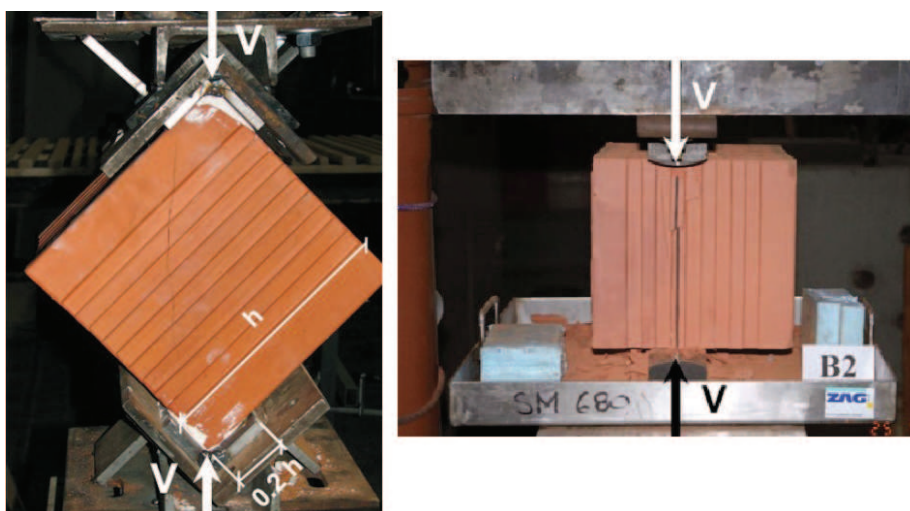


FIGURE 4.4 – Essai de compression diagonale sur une brique, à gauche. Essai "splitting", à droite. D'après Tomazevic and Weiss (2012).

du volume des alvéoles au sein du bloc (Figure 4.5, (a)), puis, dans un deuxième temps, en fonction de l'épaisseur combinée (en % de l'épaisseur) de l'enveloppe et des réseaux (Figure 4.5(b)). L'objectif de cette approche est de trouver des relations entre ces différents paramètres de résistances en fonction de facteurs géométriques, favorisant ainsi la caractérisation d'un bloc sous plusieurs types de chargements. Ces essais sur briques simples ont tendance à montrer que le rapport entre la résistance en compression, parallèlement et perpendiculairement au plan de pose a tendance à augmenter avec la diminution du volume des alvéoles (Figure 4.5, (a)). A noter que si l'on considère uniquement les briques B1 à B4, le rapport entre ces deux types de compressions est constant. D'autres paramètres, comme la résistance au cisaillement, à la traction diagonale, ainsi que la résistance liée à l'essai "splitting" se sont avérées faiblement dépendantes du volume des alvéoles (4.5(a)). D'après la figure 4.5(b), il est possible de déduire que les résistances au cisaillement et à la traction de la briques ne sont pas uniquement dépendantes de la qualité des matériaux mais également de la forme de la brique et du volume des alvéoles. Le choix de ce type de blocs dans le commerce est tout de même limité, les fabricants cherchant à parvenir aux mêmes objectifs, les matériaux, formes et dimensions des blocs ne varient pas significativement. Les résultats obtenus par Tomazevic and Weiss (2012) sur plusieurs types de briques (Figure 4.6) ne permettent donc pas d'obtenir une conclusion claire concernant l'influence de la forme et des propriétés mécaniques des blocs de maçonnerie sur la robustesse de ces blocs. Les auteurs concluent donc sur l'importance de tester des blocs avec des différences plus significatives en termes de volumes des alvéoles, de formes, de sections, d'épaisseur d'enveloppes et de réseaux pour évaluer plus facilement l'influence des différentes géométries sur les propriétés mécaniques.

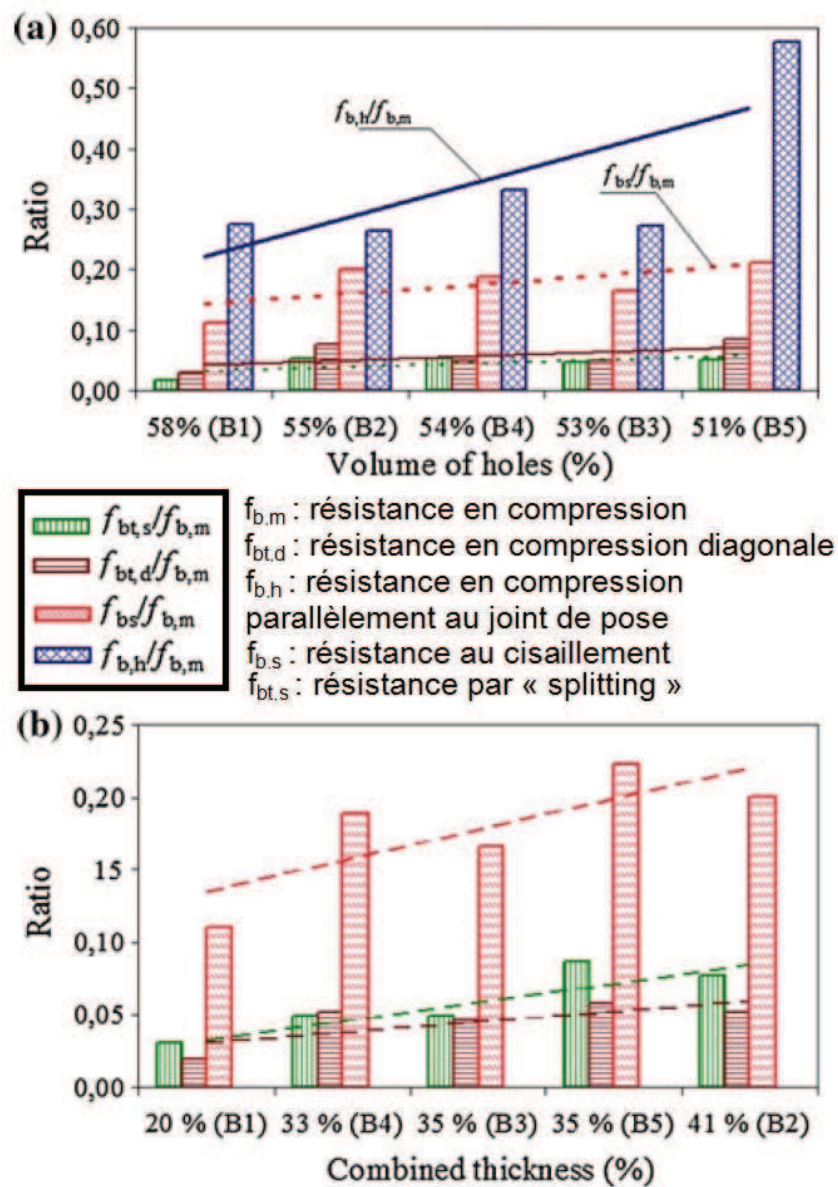


FIGURE 4.5 – Relations entre différents paramètres de résistances et la résistance en compression des briques creuses. En fonction du volume des alvéoles (a); en fonction de l'épaisseur combinée (en % de l'épaisseur) de l'enveloppe et des réseaux (b), d'après Tomazevic and Weiss (2012).

#### 4.2.2 Mortier d'assemblage

Le mortier utilisé dans les assemblages de briques est généralement fabriqué à base de ciment. D'autres matériaux, comme la chaux ou le plâtre par exemples, peuvent également être utilisés. Les performances intrinsèques des mortiers sont généralement mesurées à l'aide d'essais de compression simple et de traction par flexion sur des éprouvettes de 4x4x16 cm<sup>3</sup>, comme décrit dans la norme EN-1015-11 (2000). On considère de manière générale 1 centimètre d'épaisseur pour les joints de mortier dits classiques. Cependant, il existe des





FIGURE 4.6 – Différentes briques en terre cuite alvéolées testées par Tomazevic and Weiss (2012).

mortiers de type colle joint mince dont l'épaisseur est d'environ 1 millimètre. Ceux-ci sont généralement utilisés avec des maçonneries de type Monomur en terre cuite alvéolées, et permettent de limiter les ponts thermiques et ainsi profiter pleinement de l'apport d'isolation lié à la présence de ces alvéoles. Les travaux réalisés par Juarez et al. (2012) sur l'apport thermique lié à l'utilisation de joints minces montrent que si l'on considère les mêmes blocs et que l'on change uniquement le type de mortier utilisé, la résistance thermique du mur est améliorée de 30% à 37% par rapport aux joints de mortiers classiques, en fonction de la géométrie des blocs. L'influence de ce type de joints est donc non négligeable d'un point de vue thermique. Par conséquent, le mortier de joint mince est devenu l'usage courant pour ce type de constructions. Leur influence sur le comportement mécanique du mur sera discutée en section 4.3.2.

Lorsqu'une maçonnerie est soumise à un effort horizontal, une rupture au niveau de l'interface brique-mortier peut se propager et entraîner la ruine de l'ouvrage. Par conséquent, afin de mieux caractériser le comportement d'une maçonnerie, de nombreux essais ont été développés dans la littérature pour mesurer les propriétés d'adhérence du mortier sur la brique à l'échelle locale. Les principales sollicitations testées dans ce cas de figure sont la résistance au cisaillement et à la traction par arrachement. D'après Jukes and Riddington (1998), les deux principaux types d'essais pour mesurer l'adhérence en traction sont les essais de traction uniaxiale et les essais de flexion (Figure 4.7). Les essais de cisaillement développés sont généralement du type *Couple test* ou *Triplet test* comme présentés par Lourenço (1998a) (Figure 4.8). Ces essais ont pour objectifs de soumettre le joint à un effort de pré-compression maintenu constant puis d'exercer un effort de cisaillement jusqu'à la rupture. En testant différents niveaux de pré-compression (0,2 MPa, 0,6 MPa et 1,0 MPa, appliqués à un taux de 10 kN/min ; l'effort de cisaillement étant fourni par un déplacement monotone à un taux de 20  $\mu\text{m/s}$ ), il est alors possible d'en déduire le comportement du joint. Ce type d'essai a été utilisé par exemple par Oliveira et al. (2002) pour mettre en évidence un comportement de type Mohr-Coulomb pour les joints de mortier (Figure 4.10), défini par l'équation 4.1 :

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan \phi + c \quad (4.1)$$

avec  $\sigma_n$  l'effort normal,  $\tau$  l'effort de cisaillement,  $\phi$  et  $c$  l'angle de frottement et la cohésion

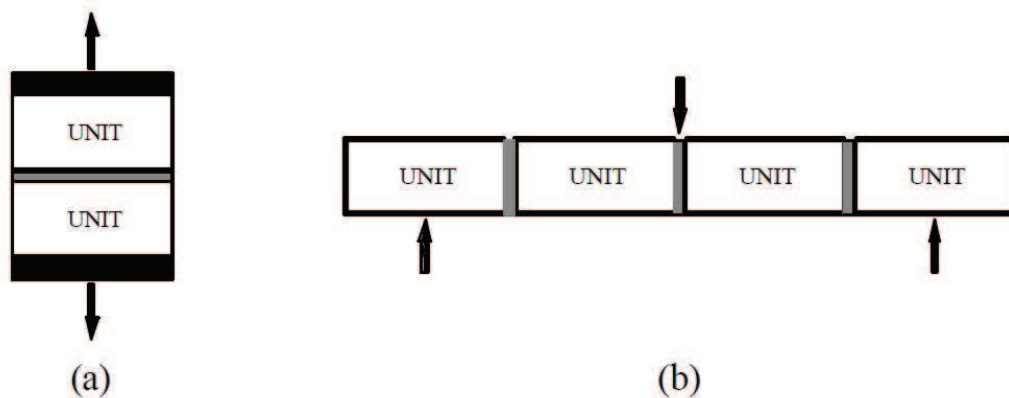


FIGURE 4.7 – Essais d'adhérence en traction : traction uniaxiale (a) et traction par flexion (b)

du joint, respectivement. La valeur de cohésion obtenue est  $c = 1,39$  MPa (à noter qu'elle est considérée comme nulle dans le cas de joints secs entre les blocs de maçonnerie). L'angle de frottement obtenu est d'environ  $46^\circ$ . Les travaux de van der Pluijm (1999) semblent indiquer, au vu des différentes combinaisons de briques et mortiers testés, que l'angle de frottement  $\phi$  est généralement compris entre  $35^\circ$  et  $50^\circ$ . D'après Lourenço (1998a), une machine d'essai est adaptée pour déterminer la réponse en cisaillement des joints de maçonneries si l'état de contrainte au niveau des joints est homogène durant l'intégralité de l'essai. De manière générale, l'effort de cisaillement ne pouvant être dans l'alignement du joint, il en résulte l'apparition de moments parasites, créant ainsi un état de contraintes non uniforme à l'interface. L'essai développé par van der Pluijm (1993) (Figure 4.9) permet de maintenir un effort de pré-compression constant pendant toute la durée du cisaillement ce qui, selon Lourenço (1998a), est un paramètre clé pour une bonne compréhension du comportement du joint. Trois niveaux de pré-compression ont été appliqués : 0,1 ; 0,5 et 1,0 MPa. Pour plusieurs spécimens, avec des niveaux de pré-compression plus élevés, la rupture en cisaillement de l'interface était accompagnée de fissures diagonales dans la brique. Ce type de rupture ne permet donc pas une bonne approximation de la résistance du joint, par conséquent, il semble judicieux de ne pas dépasser des niveaux de l'ordre de 1,0 MPa. La norme européenne EN-1052-3 (2003) considère un essai du type "triplet test" pour la détermination de la résistance initiale au cisaillement d'une maçonnerie en testant trois différents niveaux de pré-compression de 0,1 ; 0,3 et 0,5 MPa pour les éléments dont la résistance en compression est inférieure à 10 MPa et 0,2 ; 0,6 et 1,0 MPa dans le cas où leur résistance à la compression est supérieure à 10 MPa. A noter que d'après Binda et al. (1996) l'augmentation de l'épaisseur du joint provoque une diminution de sa résistance au cisaillement.



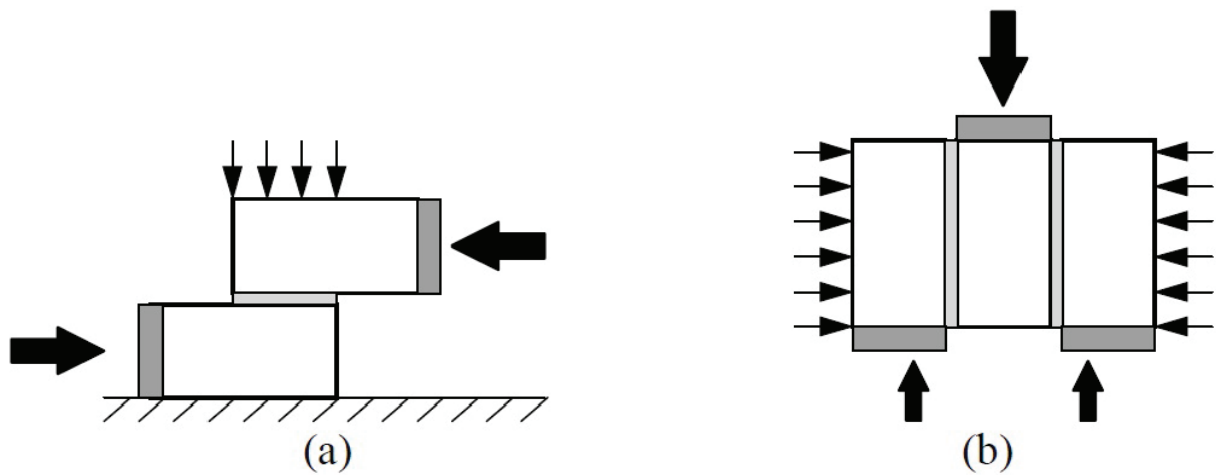


FIGURE 4.8 – Essais de cisaillement possibles sur joints, d'après Lourenço (1998a).

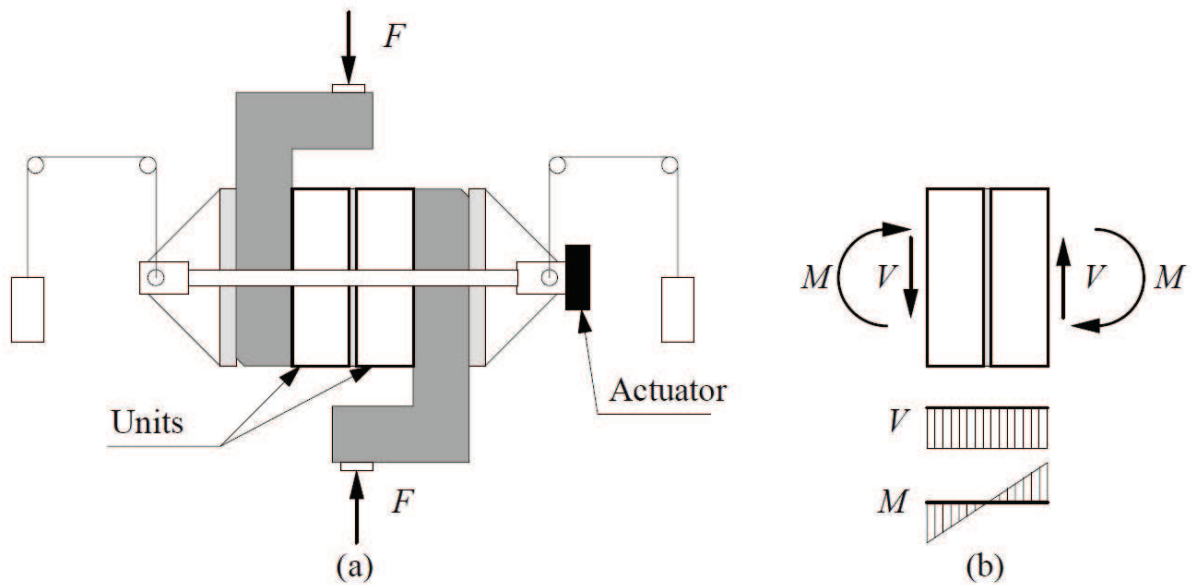


FIGURE 4.9 – Essais de cisaillement proposé par van der Pluijm (1993), d'après Lourenço (1998a).

## 4.3 Comportement mécanique d'une maçonnerie

### 4.3.1 Essais de compression

D'après Oliveira (2003), les essais de compression sur des murs maçonnés sont bien maîtrisés. D'après Lourenço (1996), l'appareillage en pile (Figure 4.11, gauche) a souvent été utilisé pour mesurer la résistance à la compression d'une maçonnerie. Dans cette configuration, le mortier a tendance à se déformer latéralement davantage que les briques, en raison d'une différence de propriétés élastiques des deux matériaux, la rigidité du mortier étant plus faible. La cohésion et le frottement du joint assurent la continuité entre les briques et le mortier,

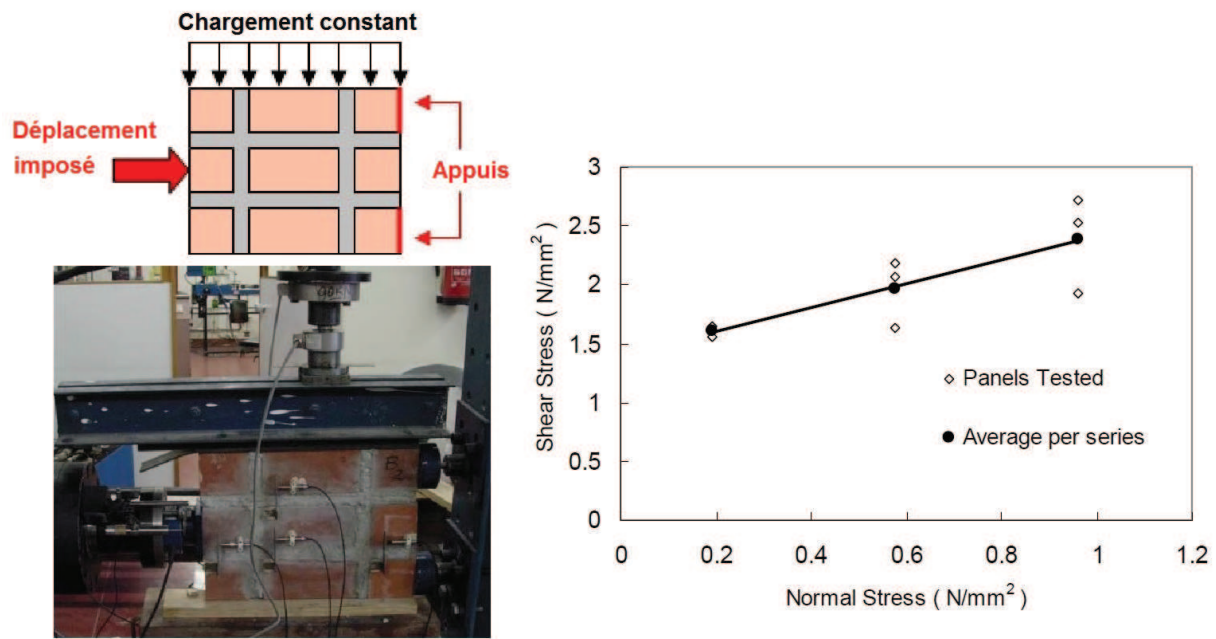


FIGURE 4.10 – Schéma et essai de cisaillement selon la norme EN 1052-4, réalisé par Oliveira et al. (2002), à gauche. Résultats obtenus, à droite.

créant ainsi un confinement de ce dernier. Par conséquent, des contraintes de cisaillement se développent à l'interface mortier-brique, provoquant un état de compression triaxial dans le mortier et de la traction bilatérale avec compression uniaxiale dans les briques. Ainsi, la rupture a généralement lieu par le développement de fissures dans les briques, parallèlement à la direction de chargement. De manière générale, ce type de résistance est déterminé selon les dispositions de la norme européenne EN-1052-1 (1999) qui définit les modalités de cet essai.

Les travaux effectués par Mann and Betzler (1994) permettent d'estimer les dimensions et l'appareillage de l'éprouvette à considérer pour l'étude d'un volume élémentaire représentatif. En effet, les essais de compression doivent mettre en évidence la vraie résistance de la maçonnerie et pour ce faire, plusieurs aspects doivent être vérifiés :

- le blocage des déformations transverses liées à la presse est à l'origine d'une augmentation fictive de la résistance en compression et peut être évité en utilisant des éprouvettes suffisamment élancées,
- l'influence des joints verticaux qui peuvent avoir un effet sur la résistance,
- l'influence du flambement et des excentricités éventuelles. Celles-ci doivent être limitées afin d'obtenir la vraie résistance en compression. Ces excentricités pouvant être considérées dans un second temps, grâce aux méthodes de calculs.

L'essai défini par la norme EN-1052-1 (1999) satisfait ces conditions et peut donc être considéré comme représentatif du comportement en compression de la maçonnerie. Les résultats de cette étude ne montrent que des différences de résistances faibles en compression suivant la dimension et l'appareillage considéré. Les auteurs indiquent également que les joints verticaux non remplis ont tendance à diminuer légèrement la résistance à la compression de la maçonnerie. Les défauts de montage des joints peuvent eux réduire significativement la

résistance en compression de la maçonnerie.

D'autres auteurs, comme Tomazevic and Weiss (2012) ont testé des murs de plus grandes dimensions pour en déterminer la résistance en compression simple (Figure 4.11, droite) de manière à garantir une bonne cohérence des résultats par rapport aux essais de cisaillement effectués ensuite, sur des éprouvettes similaires.

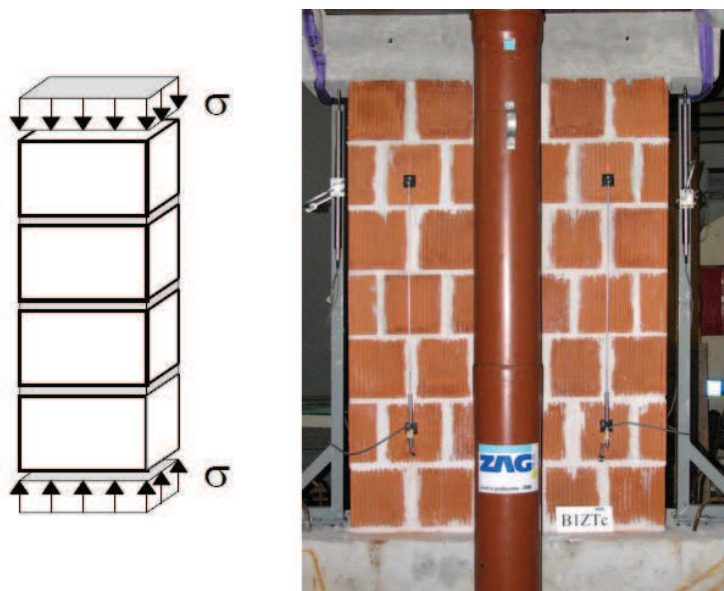


FIGURE 4.11 – Schéma d'un essai de compression uniaxiale perpendiculaire au plan de pose, d'après Lourenço (1998a), à gauche. Disposition et instrumentation d'un mur lors d'un essai de compression, d'après Tomazevic and Weiss (2012), à droite.

### 4.3.2 Essais de cisaillement

Les maçonneries ont donc pour principale caractéristique une aptitude à reprendre des charges verticales. Cependant, les sollicitations horizontales restent préjudiciables, notamment dans le cas d'actions sismiques. Les études de maçonneries soumises à du cisaillement sont donc très présentes dans la littérature.

#### a) Présentation des principaux types d'essais utilisés

La Figure 4.12 présente les trois principaux types d'essais présents dans la littérature pour l'étude du comportement au cisaillement dans le plan d'une maçonnerie. Le premier (Figure 4.12, (a)) consiste à tout d'abord appliquer un effort vertical de pré-chargement dont l'objectif est de simuler la présence d'une toiture et/ou d'étages supérieurs. L'horizontalité de la partie supérieure du mur est ensuite maintenue avant l'application du déplacement horizontal en partie supérieure, jusqu'à la rupture. Cet essai est également appelé "Fixed ends test". Le deuxième type (Figure 4.12, (b)) est semblable au premier mais dans cette version, l'effort de pré-chargement vertical est maintenu constant durant l'application de l'effort horizontal. Cet essai est généralement appelé mur "Cantilever". Le troisième (Figure 4.12, (c)) est un essai de compression diagonale provoquant des sollicitations de traction perpendiculairement

à la diagonale comprimée, cette sollicitation étant représentative de la fissuration diagonale pouvant apparaître au sein des briques d'une maçonnerie soumise à du cisaillement. Concernant les essais du premier et deuxième type ("Fixed ends test" et "Cantilever test"), les essais présentés dans cette étude bibliographique concernent des maçonneries montées entre deux poutres en acier ou en béton armé. La poutre inférieure est utilisée comme partie fixe, solidement ancrée au bâti. La poutre supérieure est elle utilisée pour la distribution des efforts verticaux et horizontaux au sein de la maçonnerie. Le déplacement horizontal pouvant être monotone ou cyclique, voire dynamique.

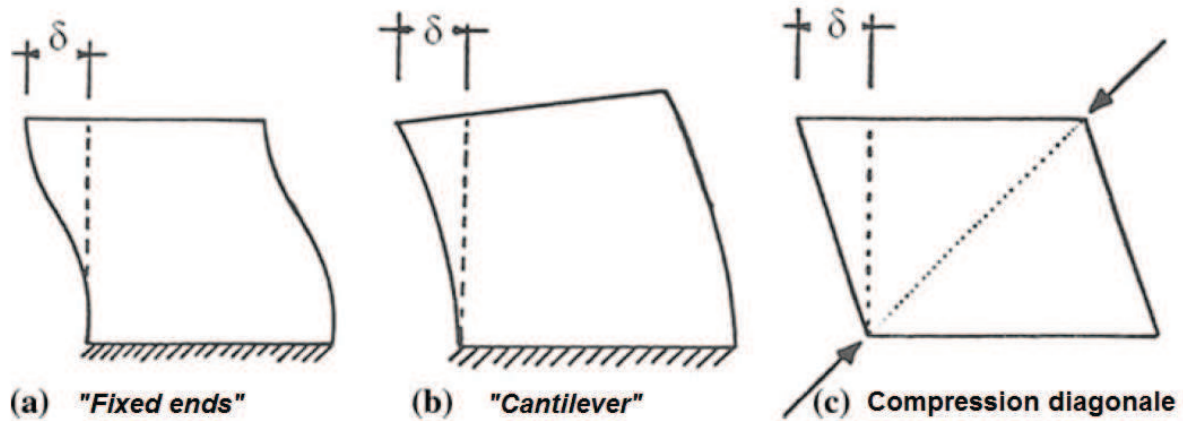


FIGURE 4.12 – Représentation schématique des différents types d'essais pour l'évaluation des paramètres de résistance au séismes de murs maçonnés, d'après I.C.B. (1987).

Certaines études ont également pour objectif de prendre en compte l'influence de murs perpendiculaires ou de cadres. De manière générale, aux extrémités supérieures et inférieures, le mur est maintenu par des dalles par exemple, et latéralement par la présence de murs perpendiculaires. Ce confinement peut être simulé par des brides latérales (Figure 4.13). Haach et al. (2013) ont mis en évidence l'influence des brides latérales sur le comportement

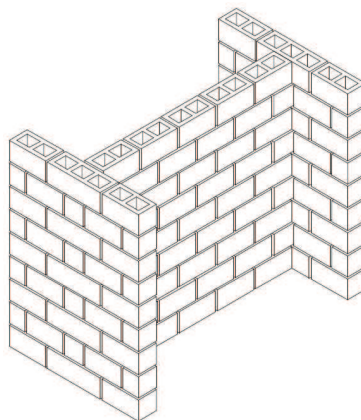


FIGURE 4.13 – Exemple de configuration proposée par Haach et al. (2013) pour l'étude de murs avec brides latérales.

d'une maçonnerie en utilisant une analyse numérique. Les auteurs mettent en avant une

augmentation de la rigidité ainsi qu'une augmentation de la résistance latérale quelles que soient les conditions aux limites testées ("Cantilever" et "Fixed ends"). A noter que pour cette étude, les murs testés en Cantilever ont subi une rupture en flexion et les murs testés avec "Fixed ends" ont connu une rupture en cisaillement. Les brides contribuent à la résistance aux efforts normaux liés à l'application d'un effort horizontal, cependant, une contribution non significative à la résistance au cisaillement de la maçonnerie est observée (Figure 4.14). Les maçonneries pouvant également être utilisées comme simple matériau de remplissage, plusieurs auteurs ont étudié le comportement de maçonneries planes confinées à l'intérieur de cadres en acier ou béton armé comme Wijaya et al. (2011) et Koutromanos et al. (2011) afin d'étudier différentes méthodes de connexions entre le cadre et la maçonnerie ou la pertinence de modèles numériques, par exemple.

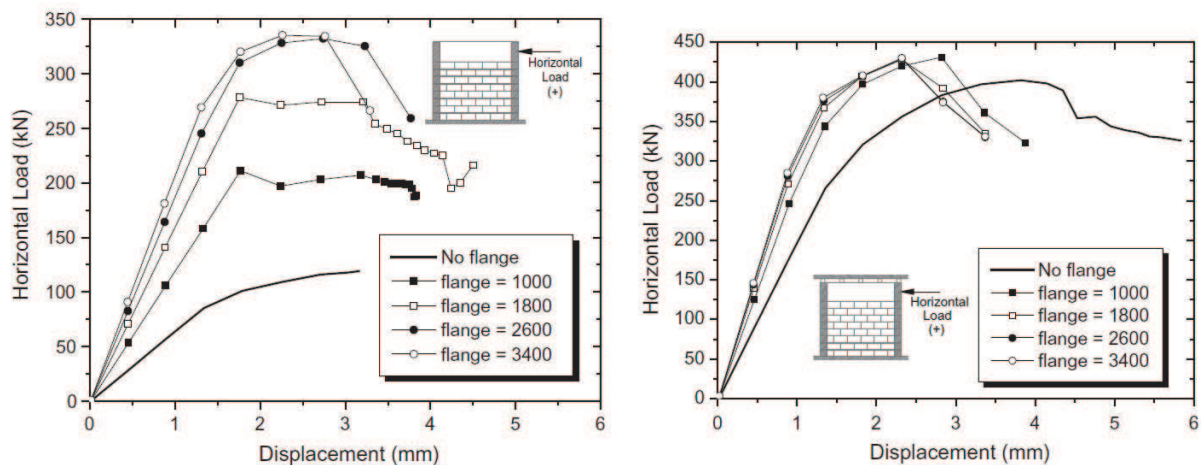


FIGURE 4.14 – Influence des brides latérales selon le mode de rupture obtenu : à gauche, en flexion avec l'essai de type "Cantilever" et à droite en cisaillement avec l'essai "Fixed ends".

La suite de cette bibliographie porte sur l'étude d'un mur soumis à des efforts de cisaillement dans son plan et se concentre sur les paramètres influençant la résistance et le mode de rupture pour les essais présentés. L'objectif est d'avoir une vision claire de ces paramètres de manière à étudier le mode de rupture le plus approprié à notre étude.

## b) Influence du chargement vertical sur le mode de rupture

Ce paragraphe concerne l'influence du chargement vertical effectué lors des essais de types 1 et 2 (Figure 4.12 (a) et (b)). D'après Haach (2009) le comportement d'une maçonnerie est complexe du fait de la présence de plans de faiblesse le long des joints verticaux et horizontaux. De plus, l'application d'un effort horizontal sur un mur préalablement chargé verticalement entraîne une mise en flexion du mur, combinée à des sollicitations de cisaillement. Lorsqu'une maçonnerie est soumise à de la flexion, des fissures horizontales apparaissent à l'interface brique-mortier dues à la faible résistance à la traction des plans de joint de la maçonnerie. D'après l'auteur, ces fissures ne représentent qu'un mode de rupture intermédiaire et local. En effet, la rupture globale du mur ne se développe pas dans ces conditions. Ces fissures réduisant la section résistante soumise à la compression, elles provoquent une concentration de contraintes de compression et une rupture du mur par compression au coin inférieur



opposé à la sollicitation horizontale (Figure 4.15). Les essais réalisés par Tomazevic (2009) et Tomazevic and Weiss (2012) correspondent à des essais sous chargement vertical constant et chargement latéral cyclique sur des murs de briques alvéolées en terre cuite avec des joints de mortier. D'après Tomazevic (2009), si les contraintes de compression sont faibles et que le joint est de mauvaise qualité, un glissement d'une partie du mur au niveau d'un joint horizontal peut intervenir. Ce type de rupture est généralement observé en partie supérieure de bâtiments maçonnés, où les efforts de compression sont faibles et l'accélération liée aux sollicitations sismiques forte. On ne l'observe que rarement en partie basse où généralement, la fissuration diagonale prédomine sous ce type de sollicitations. Ainsi, de nombreux auteurs ont étudié les paramètres influençant ces modes de ruptures de manière à obtenir une rupture en cisaillement, cohérente avec le mode de rupture lié aux actions horizontales. A noter que la présence d'un renfort vertical permet d'améliorer la résistance en traction des joints horizontaux. Ainsi, en cas d'augmentation de l'effort latéral, deux autres modes de ruptures peuvent intervenir, une plastification des aciers verticaux ou une rupture en compression de la maçonnerie.

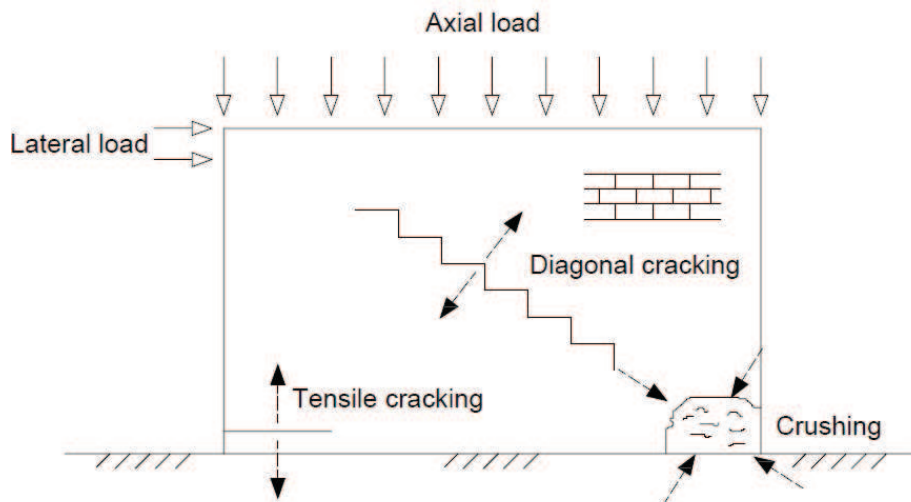


FIGURE 4.15 – Modes de ruptures usuels des murs soumis au cisaillement, d'après Haach (2009).

D'après Haach (2009), dans le cas de maçonneries non renforcées, il est largement accepté que l'effort de compression augmente la résistance au cisaillement selon un critère de rupture de Coulomb (Figure 4.16) et ce jusqu'à une certaine limite correspondant à une fissuration diagonale en marches d'escalier le long des joints brique-mortier. Tomazevic and Weiss (2012) concluent également sur l'augmentation de la résistance au cisaillement avec l'augmentation de l'effort de pré-compression. Ils observent également une rigidité plus importante (en début d'essai, lors de la phase élastique). En effet, les murs testés avec de plus faibles charges verticales permettent des déplacements plus importants, avec une plus grande ductilité. D'après l'étude des courbes effort-déplacement, l'auteur identifie trois états limites caractérisant le comportement sismique des murs testés : premièrement, l'état limite de fissuration (défini par l'apparition de la première fissure) qui entraîne une baisse de rigidité. De plus, le chargement horizontal maximal admissible ainsi que le déplacement horizontal maximal sont les deux autres paramètres influents. D'après Tomazevic and Weiss (2012), la charge verticale



critique pour une rupture fragile des blocs peut correspondre à environ 30% de la valeur de résistance caractéristique à la compression de la maçonnerie. Les auteurs ont testé différents niveaux de charges verticales, allant de 15% à 30% de la résistance caractéristique de la maçonnerie, obtenant des ruptures en cisaillement en observant un comportement plus fragile avec l'augmentation du chargement vertical (Figure 4.17).

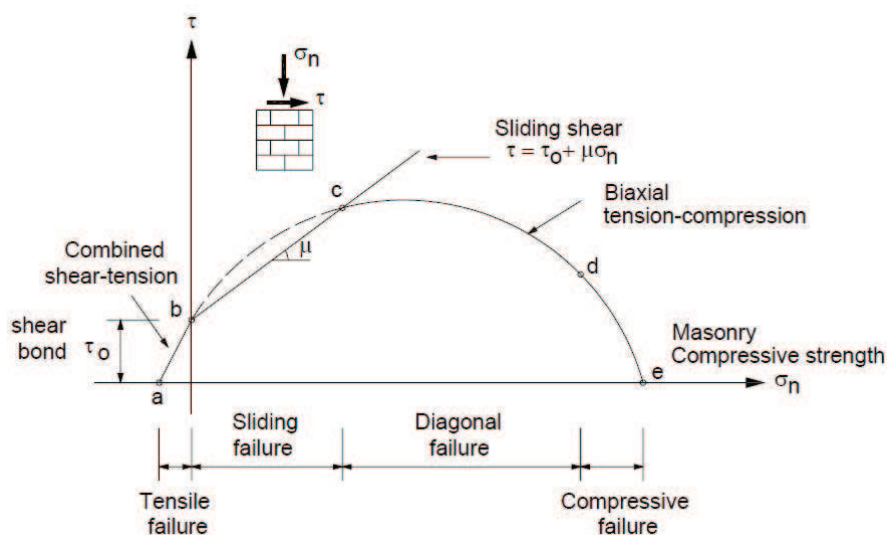


FIGURE 4.16 – Comportement d'une maçonnerie non renforcée sous combinaison de compression et de cisaillement, d'après Drysdale et al. (1999).

Les essais effectués par Raijmakers and Vermeltfoort (1992) et Vermeltfoort et al. (1993) sur l'étude de murs maçonnés soumis au cisaillement ont été largement utilisés dans la littérature (Zucchini and Lourenço (2009), Adessi and Sacco (2012) et Milani et al. (2006), principalement pour la validation de modèles numériques, discutés en Section 4.4). Les murs sont constitués de briques pleines  $210 \times 52 \times 100 \text{ mm}^3$  assemblées au mortier pour réaliser un mur de hauteur  $H = 1000 \text{ mm}$  et de longueur  $L = 980 \text{ mm}$  (Figure 4.18). Les murs ont tout d'abord été chargés verticalement par l'intermédiaire d'une poutre supérieure en acier (trois différents chargements ont été testés : 0,3 MPa (J4D et J5D), 1,21 MPa (J6D) et 2,12 MPa (J7D)). Une fois le pré-chargement effectué, l'horizontalité de la poutre supérieure est maintenue par trois vérins (Figure 4.12, (a)). Le déplacement horizontal, piloté en déplacement jusqu'à rupture) (Figure 4.18).

On remarque dans un premier temps l'influence de l'effort de pré-chargement sur le comportement général de la maçonnerie (Figure 4.19). En effet, les conclusions des précédents auteurs sur l'augmentation de la résistance en cisaillement ainsi que de la rigidité avec l'augmentation de l'effort vertical sont confirmées. On constate également que les modes de ruptures observés sont similaires pour les trois différents pré-chargements (Figure 4.20). D'après la Figure 4.19(d), on remarque l'influence des conditions limites, en particulier sur l'évolution de l'effort vertical appliqué en fonction du déplacement horizontal du vérin. En effet, si le chargement vertical initial est de 30 kN, durant l'essai, il ne cesse d'augmenter jusqu'à presque 120 kN.

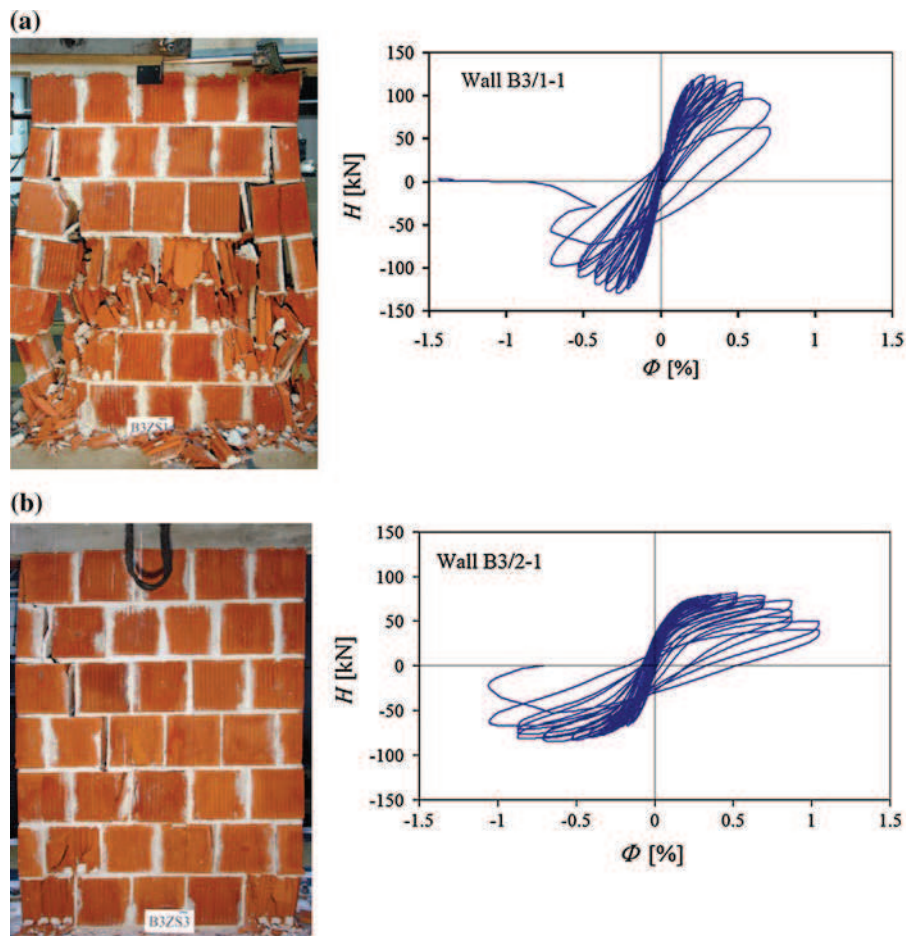


FIGURE 4.17 – Essais réalisés par Tomazevic and Weiss (2012) sur des briques B3 (Figure 4.6) avec un chargement vertical égal à  $0,28 f_c$  pour (a) et  $0,15 f_c$  pour (b).

Le pré-chargement vertical est donc un paramètre clé dont dépend le comportement de la maçonnerie lors de l'essai. Celui-ci doit donc être choisi de manière cohérente avec le mode de rupture que l'on cherche à caractériser. Par conséquent, l'essai "Cantilever" semble donc plus adapté pour un meilleur contrôle de l'effort vertical appliqué et donc du mode de rupture obtenu.

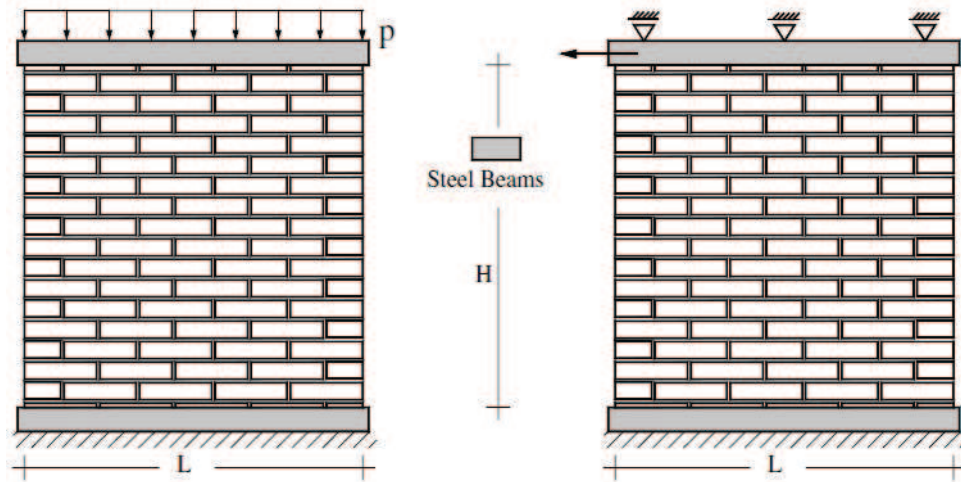


FIGURE 4.18 – Géométrie et conditions aux limites des essais effectués par Raijmakers and Vermeltfoort (1992).

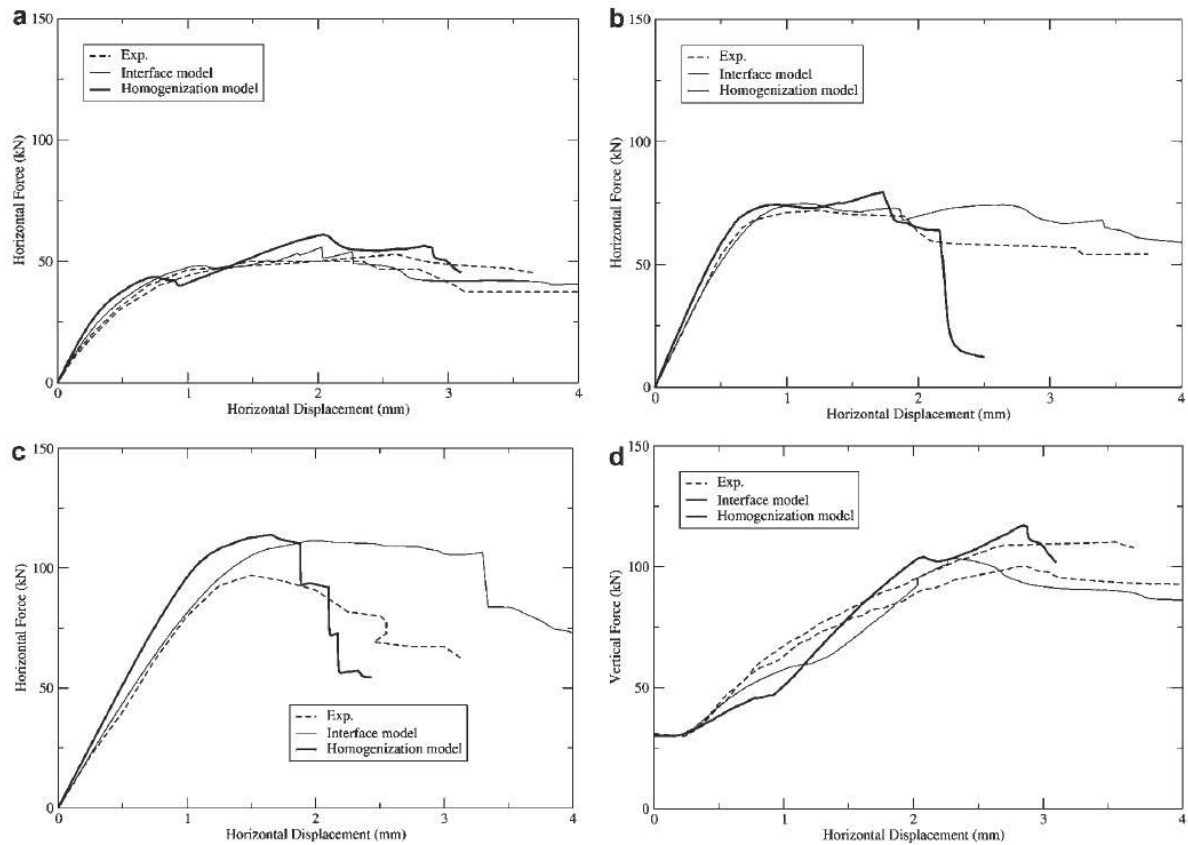


FIGURE 4.19 – Résultats expérimentaux tirés de Raijmakers and Vermeltfoort (1992) et résultats numériques d'après Zucchini and Lourenço (2009). (a, b, c) : courbes effort (horizontal)-déplacement, respectivement pour les murs J4D, J6D et J7D, respectivement. (d) : effort vertical en fonction du déplacement horizontal pour le mur J4D.

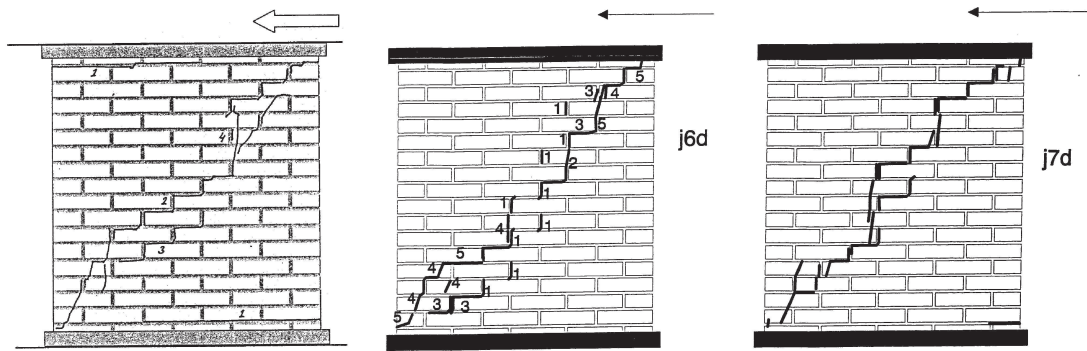


FIGURE 4.20 – Fissuration obtenue lors des essais effectués par Raijmakers and Vermeltfoort (1992) sur les murs J4D, J6D et J7D.

### c) Autres paramètres influents

D'après Tomazevic (2009), la résistance en cisaillement d'une maçonnerie dépend également de sa géométrie (ratio longueur/hauteur), des caractéristiques mécaniques de la maçonnerie et d'un éventuel renforcement, ainsi que des conditions aux limites. Il recommande un ratio ( $h/l$ ) inférieur ou égal à 1,5 pour l'étude d'une maçonnerie en cisaillement.

Les essais effectués par Tomazevic and Weiss (2012) permettent aux auteurs de conclure que la résistance caractéristique en compression des briques a une influence faible sur le comportement d'une maçonnerie non renforcée. En revanche, les essais effectués par Tomazevic et al. (2006) sur des maçonneries renforcées par des aciers mettent en évidence une influence plus importante de la résistance en compression des briques que pour un mur non renforcé. En effet, dans cette configuration, il est possible d'utiliser la capacité de résistance en traction des aciers de renforcement. Cependant, les essais effectués par ces auteurs montrent que la limite élastique des aciers n'est pas atteinte à la rupture de la maçonnerie car la résistance de la maçonnerie renforcée est encore pilotée par la résistance en compression et au cisaillement des briques. De ce fait, les calculs prévus par l'Eurocode 8 (2005) surestiment la résistance au séisme des maçonneries renforcées. En cas de rupture fragile des briques, les spécifications définies par l'Eurocode 8 (2005) ne sont plus valides. Ainsi, le mur peut subir des dommages importants, voire la ruine, bien qu'étant dimensionné selon les dispositions de l'Eurocode 8 (2005). Plusieurs méthodes de remplissage des différents joints ont été considérées par les auteurs, mais sans pouvoir conclure sur les différences apportées au niveau du comportement du mur en cisaillement.

### d) Essais sur briques en terre cuite alvéolées

Les essais effectués par Tomazevic and Weiss (2012) ont permis une meilleure compréhension de ce type de briques. En effet, différentes variantes ont été testées en fonction de leur taille générale, des alvéoles, etc. de manière à vérifier la pertinence des recommandations de l'Eurocode 6 (2006). Les auteurs utilisent leurs résultats pour mettre en avant certaines différences obtenues entre l'analyse expérimentale et l'Eurocode 6 (2006), en particulier du point de vue du calcul de la résistance au cisaillement d'une maçonnerie en utilisant les équations développées sur la base d'une rupture en cisaillement par glissement. Ces calculs ne donnent

pas d'informations pertinentes concernant le comportement sismique de la maçonnerie, et ce malgré le fait que les paramètres aient été déterminés avec des essais standardisés. Cependant, en prenant comme hypothèse que le mode de rupture critique est celui de la traction diagonale, les résultats des calculs sont cohérents par rapport à l'expérimentation. Donc, la définition de la résistance en cisaillement d'une maçonnerie non renforcée et confinée, donnée par l'Eurocode 6 (2006) est acceptable uniquement dans le cas d'une rupture en cisaillement par glissement. L'analogie avec le frottement n'est pas acceptable et les paramètres tels que la résistance au cisaillement de la maçonnerie sous contrainte normale nulle ( $f_{vk0}$ ) ne peut ni être utilisée ni déterminée expérimentalement dans le cas d'un mécanisme de rupture caractérisé par la formation de fissures diagonales dans le mur. Les essais effectués par Tomazevic and Weiss (2012) ne mettent pas en avant de différences significatives de comportement entre les maçonneries constituées des différentes briques testées. Le comportement du mur est piloté en grande partie par le niveau de pré-compression appliqué avant l'effort horizontal.

#### e) Influence mécanique des joints minces

Modena et al. (2004) ont réalisé des essais mécaniques de manière à comparer les joints de mortier usuels des maçonneries aux joints minces utilisés dans différents pays comme l'Allemagne, l'Autriche, la France et la Grande Bretagne depuis plusieurs années. Trois différents types de blocs de terre cuite alvéolées ont été utilisés avec des joints minces, en utilisant deux techniques de mise en place : en plongeant la face inférieure de la brique dans le mortier ou en utilisant un rouleau utilisé spécifiquement pour déposer ce mortier sur la face supérieure de la brique. Les briques devant accueillir ce type de joint sont rectifiées sur leurs deux faces de pose de manière à assurer un bon assemblage. Les mêmes briques ont été utilisées pour l'assemblage au mortier classique ; elles ne sont cependant pas rectifiées.

Trois types d'essais ont été effectués : de la compression simple sur maçonnerie (selon EN-1052-1 (1999)) ; de la compression diagonale sur maçonnerie ; et un essai de cisaillement des joints, conformément à EN-1052-3 (2003)) afin d'étudier le comportement au cisaillement de l'interface entre briques et mortier de joint mince, pour des niveaux de pré-compression de 0,015, 0,05 et 0,10 MPa. Les essais de compression réalisés ont montré que, par rapport aux maçonneries montées avec des joints de mortiers classiques, les maçonneries à joints minces présentaient une fissuration moins importante à la rupture, qui intervient pour des charges 34% supérieures. De plus, des valeurs plus importantes de modules d'élasticité de la maçonnerie sont constatées (entre 17% et 42% d'augmentation selon les spécimens testés). Un coefficient de poisson plus important également (de 85% à 112% d'augmentation). Les auteurs concluent donc que les maçonneries faites de grands blocs et de joints minces se déforment moins que les maçonneries usuelles, ce résultat étant lié à la rigidité des nouveaux mortiers et à leur faible épaisseur.

Les essais de cisaillement par compression diagonale ont montré un mode de rupture en cisaillement en escalier le long de la diagonale verticale. La fissuration a débuté le long des joints verticaux non remplis avant de se propager aux joints horizontaux (voire également dans les briques). Le mode de rupture obtenu est qualifié par les auteurs d'élastique-fragile et explosif, en particulier pour les maçonneries de joints minces.

Concernant les essais de cisaillement du joint, les maçonneries de joints minces ont montré des résistances supérieures aux maçonneries usuelles (de 63% à 186% d'augmentation).



## 4.4 Modélisation d'un système mur

### 4.4.1 Techniques de modélisation

D'après Lourenço (1996) plusieurs méthodes de modélisation existent dans la littérature pour étudier le comportement d'une maçonnerie (Figure 4.21) :

- micro-modélisation détaillée - Les éléments de maçonnerie et le mortier du joint sont représentés par des éléments continus alors que l'interface brique-mortier est représentée par des éléments discontinus qui permettent de modéliser des plans de fissuration/glissement,
- micro-modélisation simplifiée - Les briques élargies sont représentées par des éléments continus alors que le mortier de joint ainsi que l'interface brique-mortier sont regroupés dans des éléments discontinus,
- macro-modélisation - Les briques, le mortier et les interfaces brique-mortier sont regroupés dans le continuum.

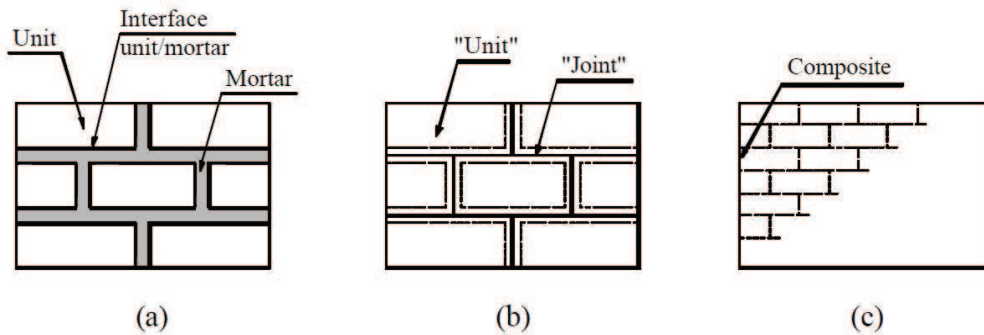


FIGURE 4.21 – Les différentes méthodes pour la modélisation d'un mur maçonné : (a) micro-modélisation détaillée, (b) micro-modélisation simplifiée et (c) macro-modélisation, d'après Lourenço (1996).

Le choix d'une de ces trois stratégies doit être effectué en fonction du contexte d'étude. D'après Lourenço et al. (1995), la micro-modélisation est le meilleur outil pour la compréhension du comportement d'une maçonnerie. Son avantage est de pouvoir considérer plusieurs modes de ruptures différents et elle s'applique généralement pour la modélisation de détails structuraux. De plus, elle est également préférable pour l'étude de bâtiments modernes réalisés en blocs de béton ou en silicate de calcium, où les ouvertures (portes et fenêtres) aboutissent à des piles qui ne font que quelques blocs de longueur. En effet, ces piles vont probablement, d'après les auteurs, déterminer le comportement mécanique de l'intégralité de la maçonnerie. La macro-modélisation est quant à elle applicable si la structure est composée de murs de suffisamment grandes dimensions, ainsi les contraintes qui traversent ou longent ces macro-longueurs sont essentiellement uniformes. D'après Lourenço (1998b), la modélisation du comportement d'une maçonnerie nécessite la connaissance de nombreux paramètres, quel que soit le type de modélisation choisi. En effet, même lorsque celle-ci est considérée comme un continuum homogène, la caractérisation de ce matériau anisotrope nécessite également de nombreux paramètres.

Dans la suite de cette étude bibliographique, nous nous concentrerons donc sur la modélisation détaillée des murs maçonnés. De cette manière, la caractérisation des joints horizontaux



et verticaux est possible. La micro-modélisation permet également de prendre en compte plusieurs modes de rupture, ce qui est cohérent avec l'étude bibliographique. Le principe de la macro-modélisation sera tout de même présenté.

#### 4.4.2 Micro-modélisation

La micro-modélisation permet donc l'étude détaillée du comportement d'une maçonnerie. D'après Lourenço (1996), un micro-modèle idéal doit permettre d'obtenir les principaux types de ruptures existants (Figure 4.22) : (a) fissuration des joints, (b) glissement des joints pour de faibles valeurs d'effort normal, (c) fissuration des briques en traction, (d) fissuration diagonale en traction des briques pour des valeurs d'effort normal suffisantes pour développer le frottement dans les joints et (e) écrasement de la maçonnerie, identifié couramment comme rupture des blocs en traction due à la dilatance du mortier pour de fortes valeurs d'effort normal. Les phénomènes (a) et (b) sont inhérents aux joints ; (c) est lié au comportement de la brique et (d) et (e) impliquent à la fois la brique et le joint. L'approche suivie par les auteurs est de concentrer la rupture au niveau des joints (zone considérée comme relativement faible mécaniquement). Une éventuelle rupture en traction de la brique est permise par la présence d'un élément joint vertical au centre de la brique. Cet élément servant à reproduire un saut de fissuration entre deux joints verticaux, typique du comportement d'une maçonnerie. L'utilisation d'éléments joints pour modéliser une possible rupture en traction de la brique est aussi abordée par Koutromanos et al. (2011).

Il est important de noter que dans le cas d'un micro-modèle simplifié, le joint ayant une épaisseur nulle, la dimension des briques doit être ajustée. La stratégie proposée par Lourenço (1996) consiste à augmenter la dimension horizontale et verticale de chaque brique de l'épaisseur du joint. Les valeurs de module d'Young des briques et des joints doivent alors être ajustées pour ne pas fausser les résultats. En raison des dimensions relatives entre le joint de mortier et les briques, l'auteur a considéré que les propriétés élastiques de la brique demeurent inchangées. Ainsi en considérant un appareillage en pile (Figure 4.1, d), et une distribution uniforme des contraintes, à la fois dans la brique et le mortier, on peut alors en déduire les coefficients  $k_n$  et  $k_s$  du joint, tels que (Equations 4.2) :

$$k_n = \frac{E_u \cdot E_m}{h_m(E_u - E_m)} \quad k_s = \frac{G_u \cdot G_m}{h_m(G_u - G_m)} \quad (4.2)$$

Avec  $E_u$  et  $E_m$  les modules d'Young de la brique et du mortier, respectivement.  $G_u$  et  $G_m$  sont les modules de cisaillement de la brique et du mortier, respectivement.  $h_m$  est l'épaisseur de la couche de mortier.

Les techniques de modélisation permettent également de rendre compte du comportement post-pic adoucissant qui traduit une diminution de la résistance mécanique sous une augmentation continue des déformations appliquées sur une éprouvette de matériau ou une structure. C'est un point commun des matériaux quasi-fragiles comme la brique d'argile, le mortier, la roche ou le béton qui sont amenés à rupture en raison d'une augmentation progressive de fissures internes. Ce comportement est généralement attribué à l'hétérogénéité du matériau. Dès sa prise, le béton ou mortier possède des micro-fissures dues au retrait de séchage et à la présence d'agréats. La brique d'argile possède également des micro-fissures dues au retrait lié à la cuisson. Initialement, les micro-fissures sont stables, ce qui veut dire qu'elle ne grossissent que lorsque le chargement augmente. A partir d'un certain niveau de chargement, on constate une accélération de la fissuration avec la formation de macro-fissures. Ces macro-fissures sont

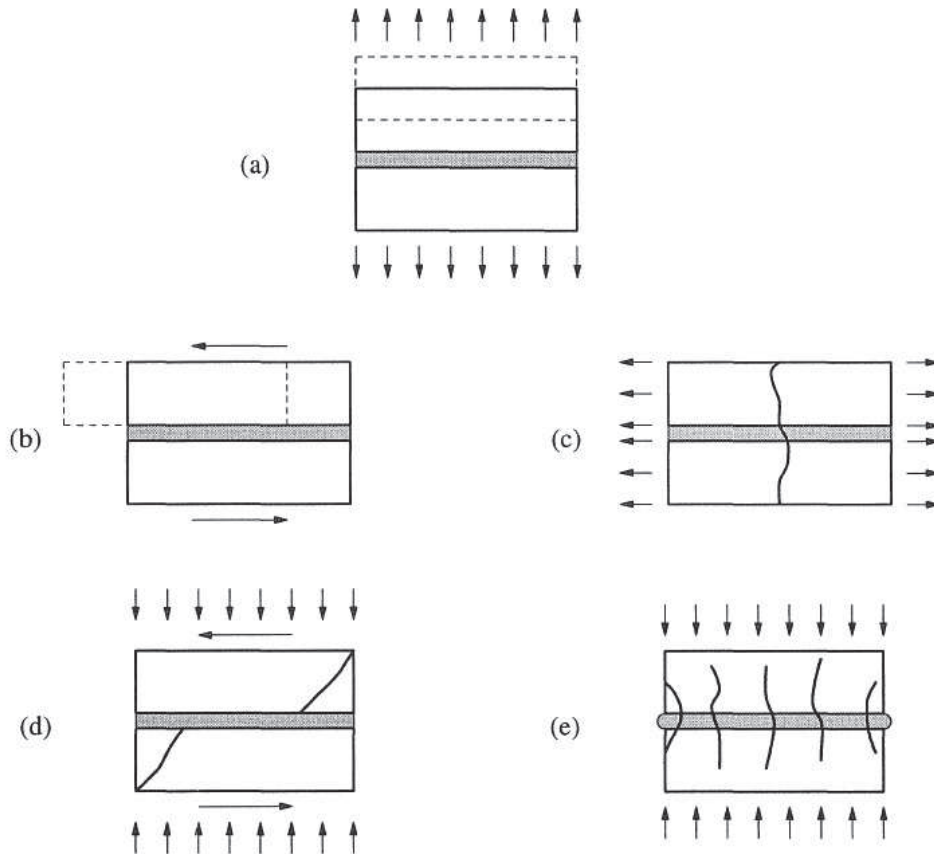


FIGURE 4.22 – Modes de rupture des maçonneries : (a) rupture en traction du joint; (b) rupture en cisaillement par glissement du joint; (c) rupture en traction de la brique (d) rupture en traction diagonale de la brique (e) rupture en compression de la brique, d'après Lourenço (1998b)

instables, ce qui veut dire que le chargement doit diminuer pour éviter une augmentation non contrôlée de la fissuration. Pour les efforts de cisaillement, le comportement adoucissant est lié à une dégradation de la cohésion dans les modèles de Coulomb.

Dans le micro-modèle simplifié présenté par Lourenço (1996) les éléments d'interfaces sont utilisés pour représenter de potentiels plans de ruptures en traction, cisaillement et compression, en prenant en compte le radoucissement, quelle que soit le mode de rupture. Les blocs sont représentés par des éléments continus et les joints par des éléments d'interface. Une étude expérimentale de murs soumis à des sollicitations de cisaillement a permis la validation de ce modèle. Cette étude a montré que ce modèle est capable de reproduire le déroulement entier de l'essai, jusqu'à la dégradation totale de la résistance. L'auteur montre également que ce modèle n'est pas influencé par les dimensions du maillage considéré.

Lourenço (1998b) a réalisé une analyse de sensibilité lors de la modélisation numérique détaillée d'une maçonnerie soumise au cisaillement, les éléments de maçonneries étant liés entre eux par des éléments JOINT. Son analyse montre que le comportement du modèle en cisaillement dépend de certains paramètres tandis que les autres jouent un rôle secondaire. Les paramètres influents sont  $k_n$  et  $k_s$ , représentant les raideurs normales et de cisaillement

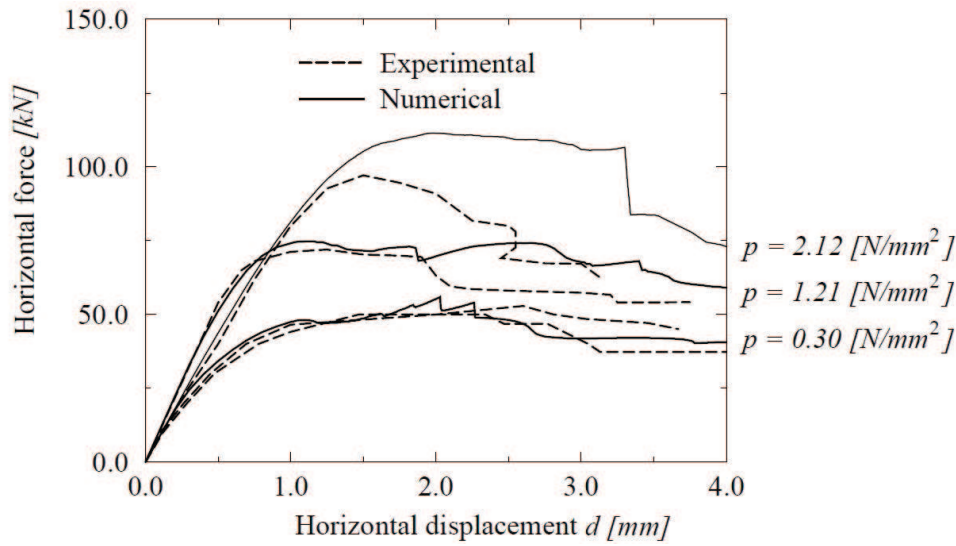


FIGURE 4.23 – Comparaison des résultats expérimentaux de Raijmakers and Vermeltfoort (1992) et des résultats numériques obtenus par Lourenço (1996) avec ce modèle.

du joint ;  $\tan \phi$  avec  $\phi$  l'angle de frottement du joint ;  $f_m$  la résistance à la compression d'un élément de maçonnerie et  $G_f^c$ , l'énergie de rupture en compression de la brique. Les paramètres non influents sont :  $f_t$  la résistance en traction de la brique,  $c$  la cohésion du joint,  $G_f^I$  et  $G_f^{II}$  les énergies de rupture du joint suivant les modes I (traction) et II (cisaillement).

Ce modèle met donc en avant l'influence des joints dans la maçonnerie. Afin de mieux comprendre son comportement sous différentes sollicitations, le modèle de joint présenté est défini par une limite en traction pour le mode de rupture I, une enveloppe de Coulomb pour le mode de rupture II ainsi qu'une fermeture en compression (Figure 4.24). Ce type de

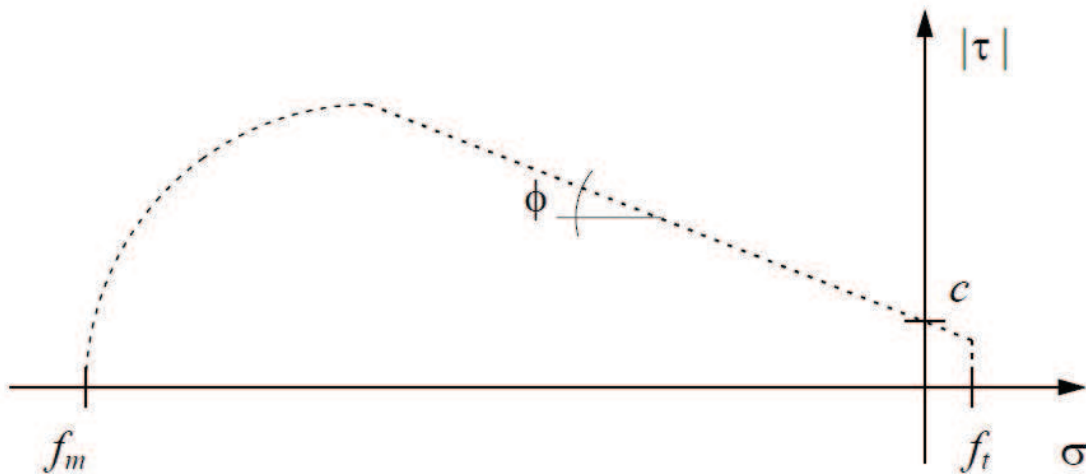


FIGURE 4.24 – Modèle d'interface pour les joints de maçonneries, d'après Lourenço (1998b)

modèle permet donc une modélisation fine du comportement d'une maçonnerie soumis au cisaillement. Cependant, de nombreux paramètres sont nécessaires.

En s'inspirant des travaux réalisés par Lourenço (1996) et Lourenço and Rots (1997), Gabor et al. (2006) proposent un modèle numérique simple en prenant en compte un comportement élastique des briques et un comportement des joints de type Mohr-Coulomb. Le comportement des joints est modélisé par une loi de comportement élastique avec un critère de rupture de Drucker-Prager. Le modèle est ensuite comparé aux résultats obtenus lors d'essais de compression diagonale (Figure 4.12, (c)). Les résultats montrent une bonne approximation du comportement de la maçonnerie du point de vue de la charge ultime, de la déformation ultime, de l'évolution de la déformation plastique ainsi que du mode de rupture. Cependant, d'après les auteurs, la détermination des paramètres mécaniques locaux des briques alvéolées en terre cuite reste difficile, du fait de l'anisotropie et des géométries particulières de ce type de briques.

### 4.4.3 Macro-modélisation

La macro-modélisation considère la maçonnerie comme un ensemble continu. D'après Haach (2009), les deux phases de la maçonnerie sont regroupées de manière à créer un équivalent homogène de la maçonnerie. Ces caractéristiques sont obtenues par l'utilisation de techniques d'homogénéisations (Lourenço (1996), El-Dakhakhni et al. (2006)). De manière générale (comme Adessi and Sacco (2012) ou Milani et al. (2006)) l'étude considère la plus petite cellule représentative de la maçonnerie (Figure 4.25) de manière à ensuite considérer son comportement comme homogène. D'après Lourenço (1996), le principe de l'homogénéisation est d'utiliser l'arrangement géométrique et les propriétés mécaniques des blocs et du mortier pour déduire le comportement homogène équivalent à ce composite. L'auteur présente également une technique d'homogénéisation en deux étapes, basée sur deux applications successives de la théorie des matériaux stratifiés, suivant deux directions orthogonales (Figure 4.25). D'après Lourenço (1996) cette technique peut être utilisée avec succès pour déterminer les propriétés élastiques de la maçonnerie. Cependant, une attention particulière est nécessaire pour l'incorporation d'un comportement non linéaire. En effet, des erreurs importantes peuvent être observées et sont dues à une action combinée de la structure non stratifiée de la maçonnerie et de l'importante différence de rigidité entre les blocs et le mortier. Les techniques d'homogénéisation permettent donc de construire un maillage continu pour l'analyse aux éléments finis, ce qui est un des avantages de la macro-modélisation, notamment pour la modélisation d'éléments de grandes dimensions. Les recherches dans ce domaine ont donc pour objectifs de trouver et d'améliorer des techniques pour l'homogénéisation de la maçonnerie. L'amélioration des modèles de comportement est aussi étudiée pour obtenir une représentation satisfaisante du comportement de la maçonnerie.

Lourenço (1996) propose un modèle continu orthotrope, défini par un critère de Rankine pour la rupture en traction et un critère de Hill pour la rupture en compression. Il suppose que les mécanismes de ruptures des maçonneries soumises à la traction et à la compression sont gouvernés par un accroissement de fissures au niveau microscopique. De plus, il suppose que les dégâts internes associés à chaque mode de rupture peuvent être modélisés en utilisant des paramètres en lien avec leur énergie de fissuration. L'étude numérique d'essais présents dans la littérature montrent que ce type de modèle peut être suffisamment souple pour s'adapter à différents types de maçonneries, qu'elles soient pleines ou creuses, en béton ou en terre cuite. De manière générale, ce type de modèle permet de prévoir le comportement biaxial d'une maçonnerie, que son mode de rupture soit ductile ou fragile.

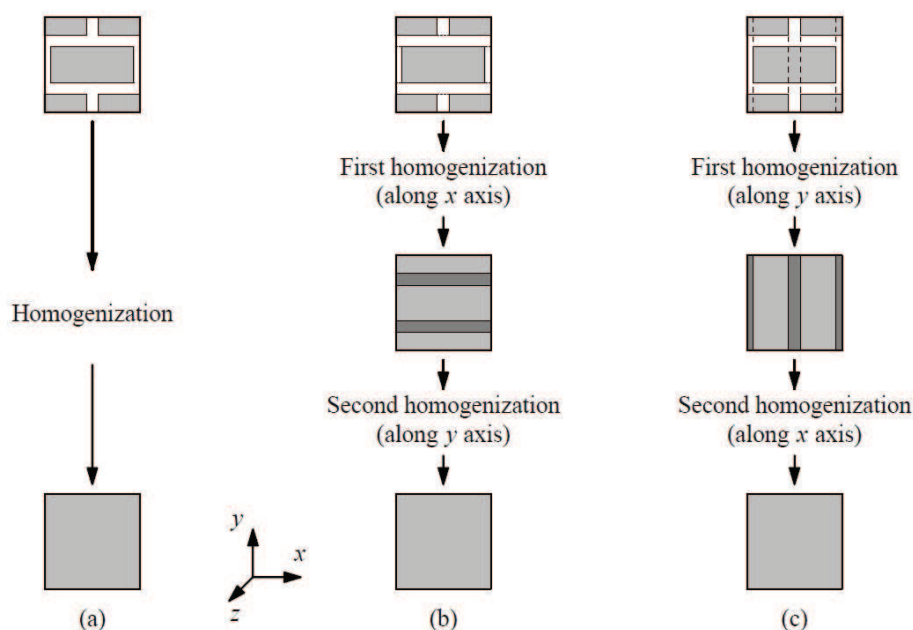


FIGURE 4.25 – Technique d'homogénéisation en deux étapes. (a) Objectif de l'homogénéisation, (b) homogénéisation  $xy$  et (c) homogénéisation  $yx$ , d'après Lourenço (1996).

## 4.5 Conclusions

Les briques en terre cuite alvéolées sont commercialisées sous de nombreuses formes et le volume de leurs alvéoles est variable. Ceci complexifie leur caractérisation mécanique. Les essais présents dans la littérature permettent d'obtenir leurs résistances en compression, cisaillement et traction. Malgré plusieurs géométries testées il est difficile d'obtenir des relations claires entre les différents paramètres mécaniques, en fonction du volume des alvéoles, par exemple. En effet, les objectifs d'isolation thermique de ces briques limitent les géométries utilisées. Les essais présentés permettent également de caractériser les joints de la maçonnerie. Premièrement, au niveau des caractéristiques intrinsèques du matériau. Deuxièmement, du point de vue de l'adhérence avec la brique. Les études réalisées montrent qu'un critère de type Mohr-Coulomb peut être utilisé pour représenter le comportement des joints de maçonnerie.

Pour les murs maçonnés, si les essais de compression sont plutôt simples à réaliser, les essais de cisaillement dépendent d'un plus grand nombre de paramètres. En particulier le pré-chargement vertical appliqué lors de l'essai. Son influence a été principalement observée en termes de rigidité et de modes de ruptures de la maçonnerie. L'essai de type Cantilever est intéressant car il permet le contrôle de l'effort vertical appliqué tout au long de l'essai, et donc le contrôle du mode de rupture.

Les maçonneries ont également été étudiées du point de vue numérique. Parmi les deux principales méthodes proposées : la micro-modélisation simplifiée et la macro-modélisation, la première possède de nombreux avantages au vu des objectifs de cette étude :

- les relatives grandes dimensions des briques en terre cuite alvéolées considérées, qui nécessiteraient donc des dimensions d'éprouvettes importantes pour faciliter son homogénéisation,
- l'utilisation d'un mortier de joint mince pour les joints horizontaux de la maçonnerie

permet l'utilisation d'éléments d'interface au niveau du modèle sans que ceux-ci ne nécessitent une correction des dimensions de la brique : l'épaisseur du joint mince étant très faible par rapport à la hauteur de la brique.

- la possibilité de représenter différents modes de ruptures au niveau de la maçonnerie.





# Chapitre 5

## Etude expérimentale à l'échelle du mur

### 5.1 Objectifs de l'étude

Le principal objectif de cette étude expérimentale est d'analyser le comportement d'une maçonnerie, non renforcée et recouverte de l'enduit d'isolation thermique, lorsque celle-ci est soumise à des efforts de cisaillement dans son plan. La tenue de cet enduit lors du chargement a également été étudiée. Comme cela a été évoqué dans le chapitre 4, la littérature a montré que l'essai de type "Cantilever" est largement référencé et permet de représenter les différents modes de ruptures pouvant intervenir, principalement en fonction du pré-chargement vertical appliqué (Tomazevic (2009) et Tomazevic and Weiss (2012), par exemple). Des murs non enduits ont également été utilisés pour servir de références à cette étude. De la même manière qu'à l'échelle locale, une comparaison a été faite entre les maçonneries recouvertes de l'enduit isolant et celles recouvertes de l'enduit de finition Monorex GF.

Une fois abordés le comportement mécanique des différents constituants ainsi que les conditions expérimentales retenues, une première analyse du comportement général des maçonneries sera effectuée. Elle concernera principalement le mode de rupture observé et la réponse mesurée par les différents vérins. En rappelant qu'un décollement local ou global de l'enduit peut s'avérer dangereux en cas de séisme ou tout autre type de sollicitation (tassement différentiel, vent extrême, ...). Dans un deuxième temps, la corrélation d'images a été utilisée, principalement pour vérifier les données mesurées par les capteurs de déplacements, et également pour étudier la fissuration dans la maçonnerie. Une fissuration "précoce" de ce matériau pouvant avoir une influence négative sur la pérennité de la fonction d'isolation thermique.

### 5.2 Matériaux utilisés et réalisation des éprouvettes

#### 5.2.1 Briques

##### a) Présentation et données du fabricant

Les maçonneries testées sont constituées de briques en terre cuite alvéolées fournies par la société Wienerberger. Ces briques sont référencées GFR20 par le fabricant et ont pour

dimensions 500 mm de longueur, 299 mm de hauteur et 200 mm d'épaisseur. En comparant la masse volumique apparente sèche ( $620 \text{ kg/m}^3$ ) et la masse volumique absolue sèche ( $1500 \text{ kg/m}^3$ ) on déduit que le volume des alvéoles représente 59% du volume apparent de la brique (Figure 5.1). Les données du fabricant mettent en évidence une résistance moyenne en compression perpendiculairement à la face de pose de 8 MPa (la résistance normalisée étant de 10 MPa). A noter que les paramètres mécaniques sont déterminés à partir de la géométrie globale de la brique. Les deux faces de pose sont rectifiées (planéité de 0,5 mm) pour pouvoir être assemblées avec un mortier de joint mince. La forme de ces briques permet un éventuel remplissage au mortier des joints verticaux. Des essais de compressions simples ont été réalisés par le laboratoire CTMNC Clamart sur 5 murets montés avec des joints horizontaux minces et sans joint vertical, selon la norme EN-1052-1 (1999) (Figure 5.2). Les résultats montrent une résistance moyenne à la compression de  $4,64 \text{ MPa} \pm 0,32 \text{ MPa}$  avec un module d'Young de la maçonnerie de  $6849 \text{ MPa} \pm 2074 \text{ MPa}$ , calculé d'après la norme EN-1052-1 (1999). On notera la difficulté d'obtenir une valeur précise du module d'Young en compression de la maçonnerie.

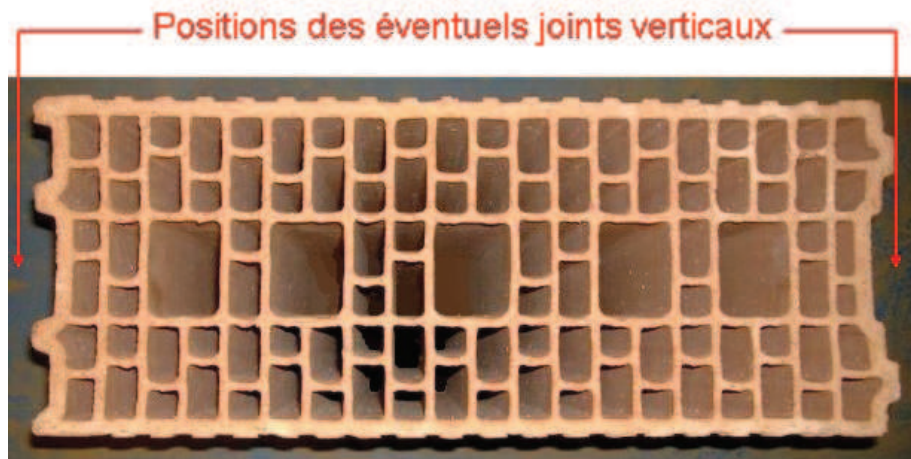


FIGURE 5.1 – Vue de dessus d'une brique GFR20.

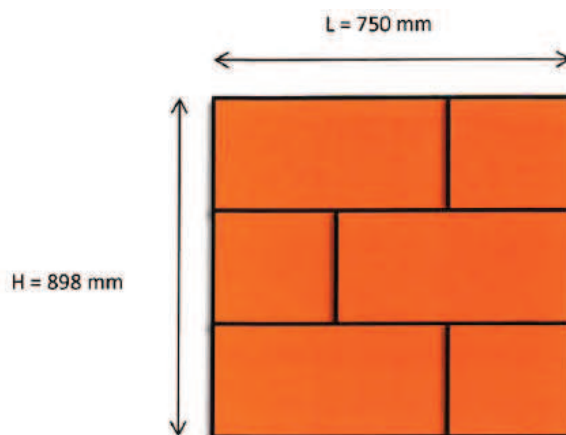


FIGURE 5.2 – Schéma des murets testés en compression par le laboratoire CTMNC Clamart, selon la norme 1052-1.

### b) Modules d'Young orthotropes et coefficients de Poisson

La présence d'alvéoles induit un comportement orthotrope de la brique d'après la bibliographie. Des essais ont été effectués au LOCIE sur quatre briques différentes. Les deux premières, réservées aux essais de compressions perpendiculairement au joint de pose, ont été testées par un empilement vertical sec de trois briques où seule la brique centrale est étudiée (Figure 5.3, gauche). Les deux dernières ont été soumises à de la compression parallèlement au joint de pose, dans le sens de la hauteur (Figure 5.3, droite). La troisième direction étant hors plan par rapport au cisaillement étudié, celle-ci n'a pas été testée. La corrélation d'images (dont le dispositif est détaillé en section 5.3.3) a permis de mesurer directement les déformations verticales pour la détermination des modules d'Young.

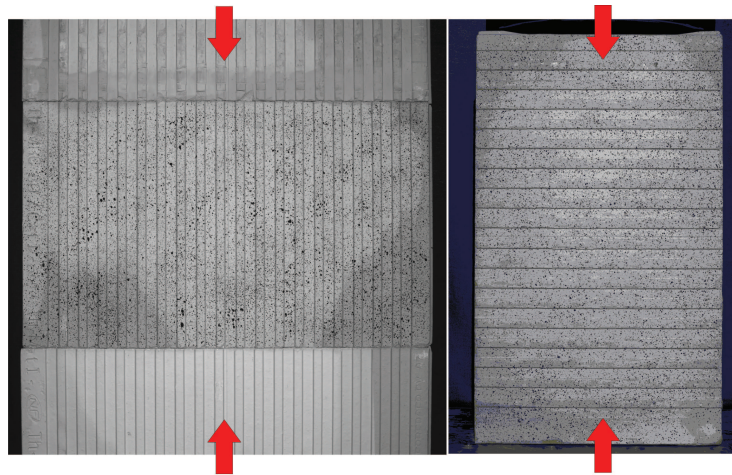


FIGURE 5.3 – Exemples de photos prises pour la corrélation d'images. A gauche pour la compression perpendiculairement au joint de pose. A droite, parallèlement au joint de pose.

Deux maillages différents ont été utilisés avec le logiciel 7D. Un premier où chaque élément de grille et chaque fenêtre de corrélation sont représentés par un carré de 10 pixels de côté, et un autre de 20 pixels de côtés. Dans les deux cas, le coefficient de corrélation atteint 100% ce qui signifie que le logiciel parvient à identifier les déplacements sur l'ensemble de la zone considérée et tout au long de l'essai. Étant donné les faibles différences en termes de valeurs moyennes de déformations obtenues, le couple  $(n,p)=(20,20)$  a été considéré. De plus, plusieurs zones d'étude de dimensions différentes ont été considérées au niveau de la brique. Les résultats ne mettent pas en avant de variation en fonction de la taille de la zone d'étude considérée. Par conséquent la zone prise en compte couvre une grande partie de la brique, les bords n'étant pas sélectionnés pour que les conditions aux limites ne perturbent pas les résultats.

Les valeurs moyennes des déformations verticales ont été mesurées pour des efforts appliqués de l'ordre de 40 kN pour la compression perpendiculairement au joint de pose ; et de l'ordre de 10 kN pour la compression parallèlement au joint de pose. La figure 5.4 montre la distribution des déformations verticales  $((n,p)=(20,20))$  pour un essai de compression perpendiculaire au joint de pose. L'effort de compression correspondant est proche de 36 kN. Les résultats pour  $(n,p) = (20,20)$  montrent une distribution des valeurs plus centrée par rapport à  $(n,p)=(10,10)$ . Le couple  $(20,20)$  a donc été utilisé pour déterminer les propriétés des briques. Le tableau 5.1 présente les modules d'Young déduits de ces mesures, pour les

quatre briques testées. Le logiciel permet également de mesurer le coefficient de Poisson des briques. Cependant, les valeurs obtenues étant incohérentes (supérieures à 0,5), elles n'ont pas été considérées pour cette étude.

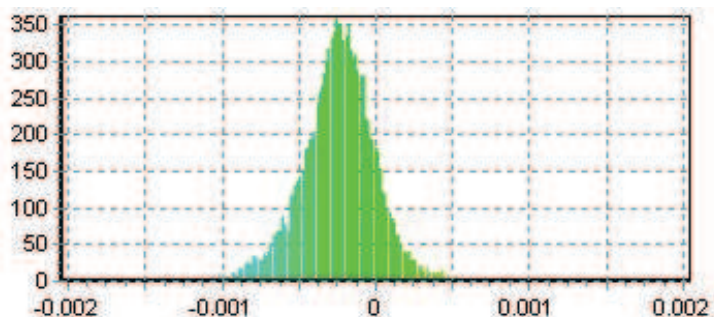


FIGURE 5.4 – Distribution des déformations verticales au sein de la brique pour un chargement perpendiculairement au joint de pose (Réf. 1).

Cette corrélation d'images a permis de mettre en évidence les déformations verticales correspondant à l'effort appliqué afin d'en déduire une estimation de la valeur des modules d'Young en compression. Les valeurs moyennes retenues pour les modules d'Young sont de 1,55 GPa, perpendiculairement au joint de pose ; et de 1,40 GPa, parallèlement au joint de pose. L'étude numérique (Chapitre 6) a permis de vérifier la pertinence de ces résultats.

Réf.	Direction de l'effort p/r au plan de pose	E (GPa)
1	perpendiculaire	1,62
2		1,48
3	parallèle	1,24
4		1,52

TABLE 5.1 – Valeurs moyennes dans les zones traitées par corrélation d'images.

### 5.2.2 Assemblages au mortier de joint mince

D'après la bibliographie, le mortier de joints minces permet de limiter les ponts thermiques au sein de la maçonnerie et permet donc de profiter des qualités d'isolation inhérentes à ce type de briques. De plus, l'apport mécanique de ce type d'assemblage est non négligeable. Le mortier considéré ici est de classe M10 et a été utilisé pour la réalisation des joints horizontaux. De manière générale, les joints verticaux n'ont pas été remplis afin de se placer dans une configuration de réhabilitation, c'est à dire avant le changement des zones sismiques en France en 2010 (Décret-2010-1254 (2010) et Décret-2010-1255 (2010)). Dans le cas contraire (1 éprouvette) les joints verticaux entre chaque brique ont été remplis par un mortier classique. Sa résistance est de 14 MPa en compression et 4 MPa en traction, à 28 jours, d'après le fabricant. L'appareillage en panneresse est utilisé ici, car il correspond au principal appareillage utilisé pour ce type de constructions. Le montage des maçonneries a été réalisé par



des professionnels de la société Wienerberger de manière à assurer un montage correct et une bonne répétabilité des résultats en minimisant les défauts de montage. Chaque surface de pose doit tout d'abord être brossée à l'aide d'une brosse humide pour, premièrement, éviter que la brique n'absorbe l'eau destinée à l'hydratation du mortier et deuxièmement, retirer les poussières présentes et pouvant dégrader la qualité de l'assemblage. L'application du mortier de joint mince sur les briques est ensuite effectuée à l'aide d'un rouleau spécialement conçu pour ce type d'applications (Figure 5.5). Il garantit une bonne répartition et une épaisseur régulière du mortier sur la brique.



FIGURE 5.5 – Application au rouleau du mortier de joint mince sur la poutre en béton armé inférieure par un employé de la société Wienerberger.

Les conditions aux limites sont gérées par deux poutres en béton armé de 1,80 m x 0,25 m x 0,25 m. La première sert tout d'abord de support lors du montage. Elle sera ensuite utilisée pour maintenir l'éprouvette au bâti lors de l'essai. Une fois le mur monté, une seconde poutre en béton armée est posée en partie supérieure du mur. Elle sera utilisée pour la distribution des différents efforts (verticaux et horizontaux) qui seront appliqués lors de l'essai. Afin de garantir une "liaison forte" entre les poutres en béton armé et les briques en contact, une épaisseur plus importante de mortier de joint mince a été utilisée.

Au total, 7 murs de 1,50 m x 1,50 m x 0,20 m ont été réalisés. Un ratio de  $h/l$  égal à 1 a été choisi d'après les données de la littérature (Tomazevic (2009)). Le tableau 5.2 présente les particularités des éprouvettes testées. A noter que les éprouvettes B1 et B2 sont considérées comme références lors de cette étude expérimentale. De manière générale, les murs sont montés sans joints verticaux de manière à se placer dans une configuration de réhabilitation, donc avant le changement des zones sismiques en France.



Réf.	Enduit	Joints verticaux
B1	Ø	Ø
B2	Ø	Ø
B3	Monorex GF	Ø
B4	Monorex GF	Ø
B5	Monorex GF	Mortier classique
B6	Enduit isolant	Ø
B7	Enduit isolant	Ø

TABLE 5.2 – Détails des caractéristiques des différents murs testés.

### a) Résistance au cisaillement du joint

Un essai de type "triplet test" (Lourenço (1998a)) a été mis en place afin de mesurer la résistance au cisaillement du joint mince utilisé pour l'assemblage des murs. Les éprouvettes n'ont cependant pas pu être testées. Un défaut de montage a entraîné une rupture lors de la manipulation des éprouvettes pour leur mise en place sur le banc d'essai. Par conséquent, ces essais n'ont pu être ni effectués ni exploités.

### Résistance à l'arrachement

Des essais d'arrachement par traction uniaxiale ont été réalisés par le Centre Scientifique et Technique du Bâtiment (C.S.T.B.) d'après la norme NF-EN-1015-12 (2001). Ces essais concernent le joint mince utilisé, appliqué sur une brique de la gamme Porotherm, dont la brique GFR20 fait partie. Le tableau 5.3 regroupe les valeurs de résistances à l'arrachement obtenues pour les six éprouvettes testées. Les modes de ruptures obtenus sont aussi explicités : "A" représentant une rupture dans le plan de collage ; "B" dans la brique support et "C" dans le mortier-colle. Les ruptures en traction de la brique sont donc obtenues pour une valeur proche de 0,45 MPa. Les ruptures ayant principalement lieu au niveau du plan de collage et/ou du mortier-colle ont été considérées comme représentatives du comportement du joint horizontal de la maçonnerie. Ainsi, une valeur moyenne proche de 0,70 MPa est obtenue. Ces valeurs peuvent être uniquement considérées comme des approximations des résistances en traction de la brique et du mortier de joint mince.

N° de l'essai	Rupture	Adhérence (MPa)
1	30%B - 70%C	0,90
2	100%B	0,55
3	100%B	0,45
4	60%A - 40%B	0,75
5	35%A - 50%B - 15%C	0,40
6	50%A - 35%B - 15%C	0,65
Moyenne		0,60

TABLE 5.3 – Résultats des analyses d'images identiques.

### 5.2.3 Application des enduits

Les différents enduits (Monorex GF et enduit d'isolation thermique) ont été appliqués par projection par l'équipe de la société Parexlanko, garantissant ainsi une mise en œuvre professionnelle et cohérente avec les conditions réelles d'application sur un chantier. Toujours pour se placer dans une situation cohérente avec la réalité, l'enduit Monorex GF a été appliqué sur une épaisseur de 1 cm, en une seule passe. Concernant l'enduit d'isolation thermique, deux passes de 2 cm d'épaisseur chacune (espacées de 48 heures, correspondant au délai préconisé par l'entreprise pour ce produit) ont été nécessaires pour réaliser une couche d'isolation de 4 cm d'épaisseur (Figure 5.6). Les enduits ont été mis en place de manière à éviter tout contact avec les poutres inférieure et supérieure, de manière à ne pas exercer d'efforts parasites pouvant entraîner la rupture en cisaillement de l'interface ou la rupture du matériau en compression ou en traction. Un délai de 28 jours a été observé avant de commencer les essais.

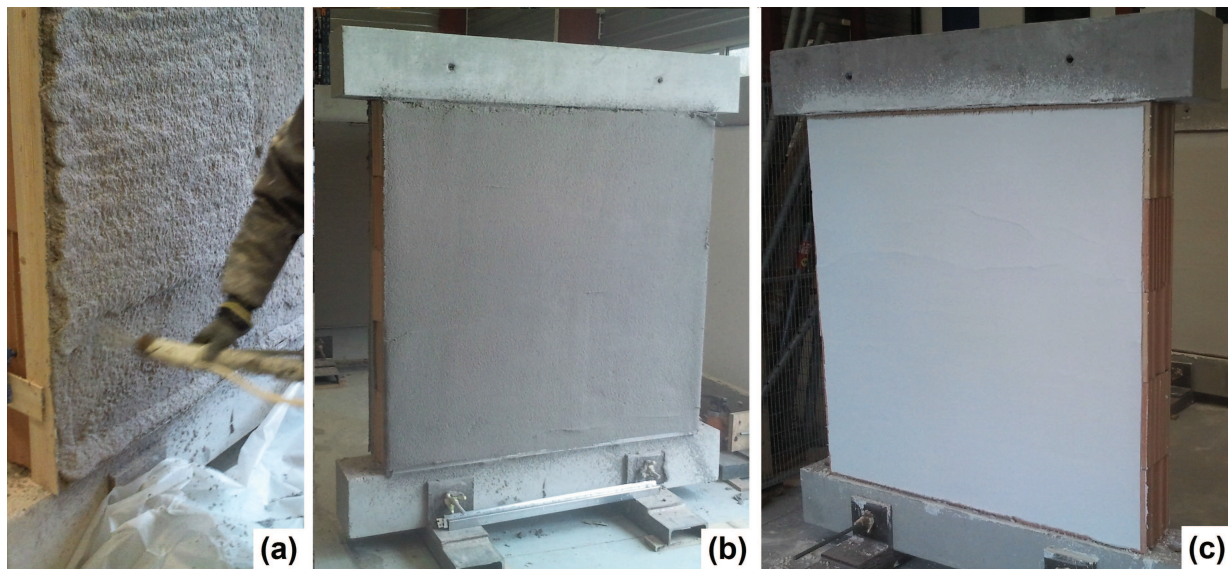


FIGURE 5.6 – (a) Application de la deuxième couche d'enduit isolant, (b) une maçonnerie avec l'enduit d'isolation thermique, et (c) avec l'enduit Monorex GF.

## 5.3 Dispositif expérimental

### 5.3.1 Conditions aux limites

Premièrement, la poutre béton inférieure est maintenue au châssis : des mors de serrage (CLI1) (Figure 5.7) permettent le blocage et le centrage hors plan de l'éprouvette. Un appui latéral (CLI2) permet d'éviter son glissement dans le plan lors de l'application de l'effort horizontal. Enfin, la poutre est également maintenue avec des tirants verticaux à droite (CLI3) pour éviter un soulèvement lié à une rotation solide du mur lors du chargement horizontal. Les capteurs de déplacements M1 et M2 servent à vérifier l'efficacité de CLI3 et CLI2, respectivement. Les déplacements mesurés par le capteur M3 ont été utilisés pour vérifier la pertinence des mesures réalisées par corrélation d'images. Concernant la poutre en béton supérieure, son déplacement horizontal dans le plan est assuré par des rouleaux (CLS1).

La poutre acier UPN300 (CLS2) est utilisée (avec les rouleaux (CLS1)) pour la répartition de la pré-charge verticale (Figures 5.7 et 5.8).

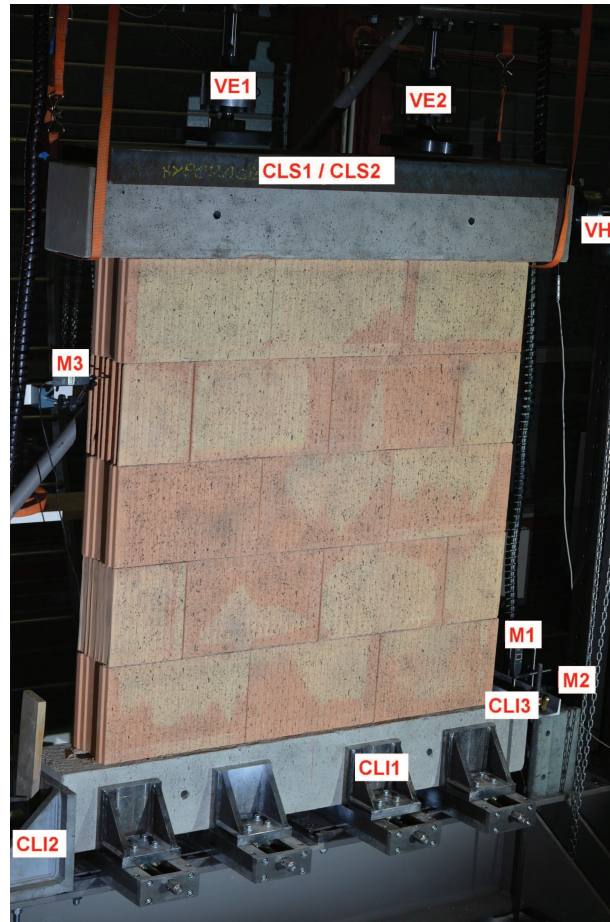


FIGURE 5.7 – Présentation du dispositif expérimental.

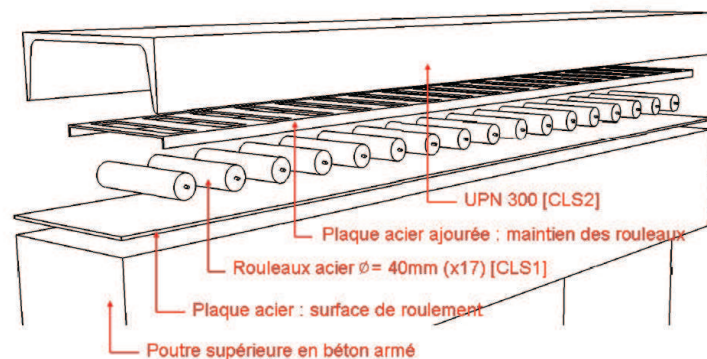


FIGURE 5.8 – Schéma en vue éclatée des conditions aux limites CLS1 et CLS2 permettant le déplacement latéral du mur ainsi que la répartition de l'effort vertical de pré-chargement.

### 5.3.2 Application des efforts

Chacun des deux vérins électriques (VE1 et VE2 d'une capacité de 120 kN chacun) est utilisé pour l'application de la pré-charge verticale. Cet effort est appliqué globalement à une vitesse de 1 kN/s par paliers de 10 kN, jusqu'à l'application d'un effort total de 202 kN, correspondant donc à 15% de la contrainte maximale de la maçonnerie en compression. Ce niveau de compression est proche de celui d'un bâtiment R+2. Un pilotage en effort étant effectué sur ces deux vérins, la valeur de consigne de 202 kN a pu être maintenue tout au long de l'essai. Ensuite, l'effort horizontal en tête de mur est appliqué par un vérin hydraulique (VH) de 300 kN, à une vitesse de 1 mm/min, par paliers de 1 mm, jusqu'à rupture. Tous les vérins possèdent un appui rotulé ainsi que des capteurs d'efforts et de déplacements.

La principale différence avec une configuration réelle est que l'application de l'enduit est normalement réalisée sur un mur déjà pré-chargé. Cette configuration n'était pas envisageable d'un point de vue pratique car elle implique de laisser l'éprouvette pré-chargée en place pendant 28 jours avant d'appliquer l'effort horizontal. De plus, afin de conserver une symétrie de l'éprouvette, chaque mur est enduit des deux côtés ce qui ne correspond pas non plus à une configuration réelle mais qui permet de conserver une configuration symétrique. Il est également important de noter que les deux contreventements en diagonale du portique d'essai n'ont pas été utilisés. En effet, chacune de ces diagonales (barre ronde de 50 mm de diamètre extérieur) était positionnée devant et derrière l'éprouvette, par rapport à la prise d'images, de manière à conserver une symétrie lors du chargement, et donc afin d'éviter les déplacements hors plan. Le tube passant devant l'éprouvette n'étant pas compatible avec les mesures par corrélation d'images, celui-ci a été retiré. Et, afin d'éviter les mouvements hors plan, la seconde barre a été déserrée. Par conséquent d'éventuelles déformations dans le plan du portique sont attendues.

### 5.3.3 Corrélation d'images et synchronisation des résultats

Pour ces essais il a été possible d'utiliser une caméra noir et blanc haute définition (3 248 x 4 872 soit presque 16 millions de pixels) pour l'analyse d'images. L'absence de mouvement de miroir au sein de la caméra permet une plus grande stabilité de l'image et donc une meilleure précision des mesures. Lors des essais, les deux projecteurs installés sont les deux seules sources lumineuses en présence. Ainsi, il est possible de garantir un éclairage constant de l'éprouvette. Ces deux projecteurs sont installés de chaque côté de la caméra, mais suffisamment éloignés pour que celle-ci ne soit pas perturbée par la chaleur qu'ils dégagent. Afin de faciliter le traitement des résultats, un boîtier spécifique permet l'enregistrement synchronisé de l'ensemble des mesures (les capteurs d'efforts et de déplacements des trois vérins, les trois capteurs de déplacements) ainsi que les images, et ce toutes les 2 secondes (la période d'acquisition et d'enregistrement étant proche de 1 seconde, ce délai permet d'éviter les erreurs d'enregistrement).

## 5.4 Premiers résultats

Les essais réalisés montrent tout d'abord une bonne stabilité. Premièrement, l'effort vertical appliqué par VE1 et VE2 demeure bien constant durant toute l'application de l'effort horizontal (Figure 5.9). De plus, les capteurs de déplacements M1 et M2 montrent un faible déplacement vertical de la poutre inférieure (valeur maximale moyenne : 0,26 mm) ainsi qu'un



faible glissement de celle-ci (valeur maximale moyenne : 0,50 mm), respectivement. Au vu de ces résultats un bon maintien de la poutre inférieure au bâti peut être considéré, validant ainsi les conditions aux limites fixées expérimentalement. De plus, les essais montrent une bonne répétabilité des expérimentations, tant au niveau de la réponse de la maçonnerie aux sollicitations exercées (courbes Effort-Déplacement) qu'au niveau du mode de rupture obtenu. En effet, suivant la configuration testée, deux modes de ruptures différents ont été obtenus. Les murs nus (B1 et B2) ainsi que les murs recouverts d'enduit isolant (B6 et B7) ont connu une rupture en cisaillement avec la propagation d'une fissure en escalier le long des joints horizontaux et verticaux. On notera également la fissuration diagonale des briques en contact avec les poutres inférieures et supérieures (Figure 5.11). Du point de vue de la fissuration de l'enduit isolant, aucun décollement n'a été observé, même après rupture de la maçonnerie. L'étude de la fissuration sera traitée ultérieurement avec le logiciel 7D. En revanche, les murs recouverts d'enduit MGF (avec ou sans joint verticaux remplis) ont subi une rupture en flexion avec mise en traction au niveau d'un de leur joint horizontal : entre la poutre basse et la première rangée pour les éprouvettes B3 et B4 et entre la première et la deuxième rangée pour l'éprouvette B5. A noter que l'éprouvette B5 est une éprouvette d'une série précédente dont les joints avec les poutres semblent avoir été plus résistants, favorisant donc une rupture au niveau du joint situé juste au dessus. La flexion est à l'origine d'un comportement plus ductile puisqu'il n'amène pas vraiment la rupture globale de l'éprouvette (Haach (2009), par exemple). Les courbes Effort-Déplacement construites d'après les données des capteurs du vérin VH (Figure 5.10) mettent en évidence ce comportement plus fragile des murs nus, en comparaison des autres murs testés. Il est bien sûr difficile de comparer la résistance de deux murs n'ayant pas connu le même mode de rupture. Par conséquent, en comparant les murs nus avec ceux recouverts d'enduit isolant, une rupture pour une plus grande valeur de déplacement horizontal est notable pour ces derniers. De plus, une légère augmentation de la résistance en cisaillement du mur est constatée.

La figure 5.10 permet de remarquer une légère variation de la pente des courbes efforts-déplacements, dans la zone élastique, pour un effort horizontal légèrement supérieur à 30 kN. Et ceci pour l'ensemble des essais. Les seules observations à l'œil nu durant les essais ne permettent pas d'en déterminer la cause.

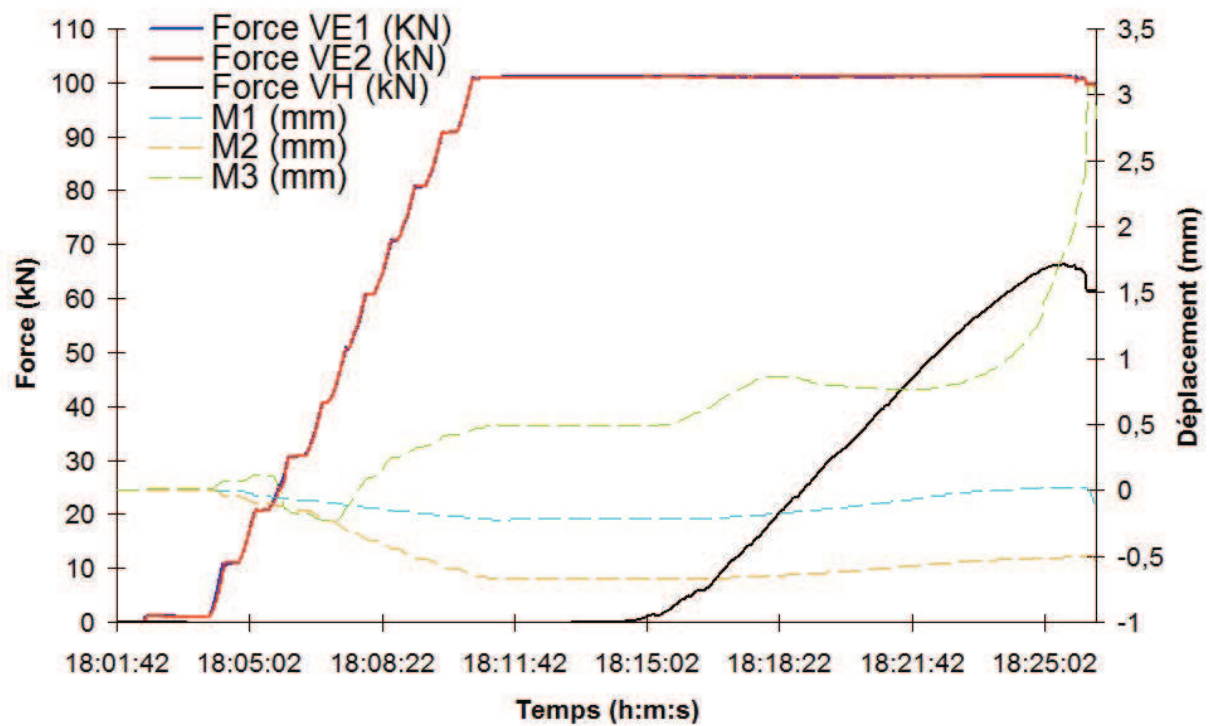


FIGURE 5.9 – Evolution des efforts appliqués par les vérins VE1, VE2 et VH et mesures effectuées par les capteurs M1, M2 et M3 en fonction du temps, pour l'essai B1.

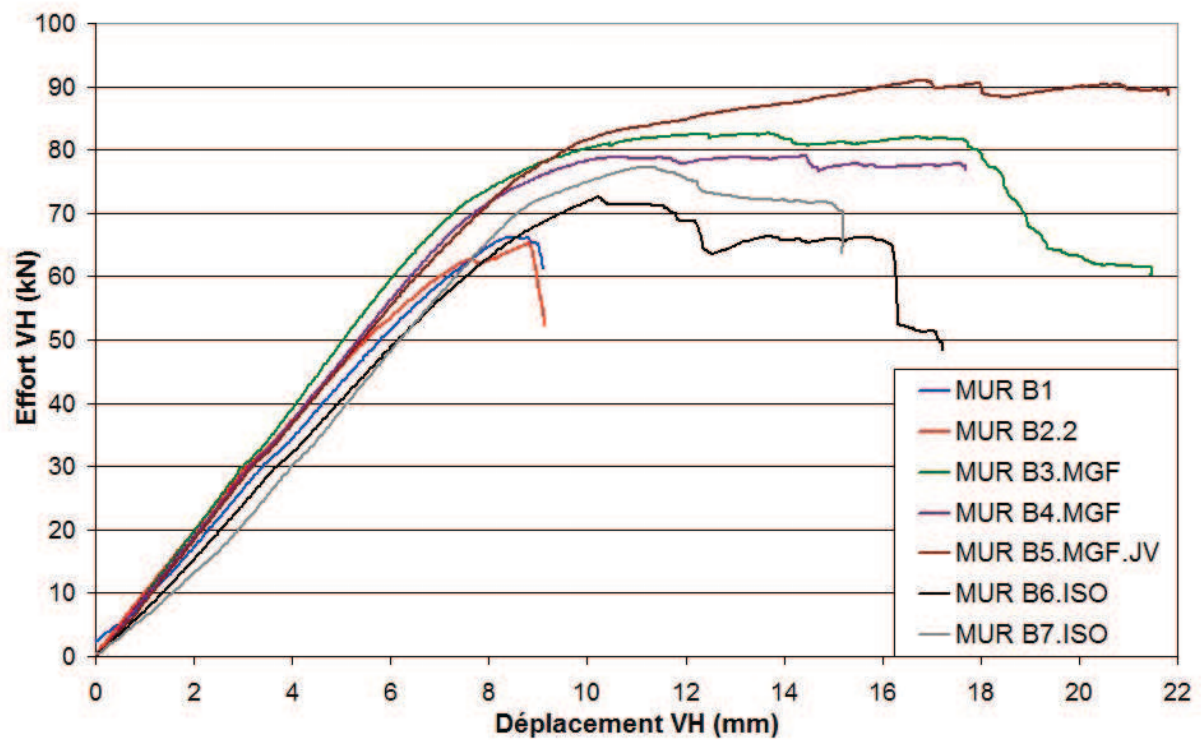


FIGURE 5.10 – Evolution de l'effort appliqué par le vérin horizontal VH en fonction de son déplacement.



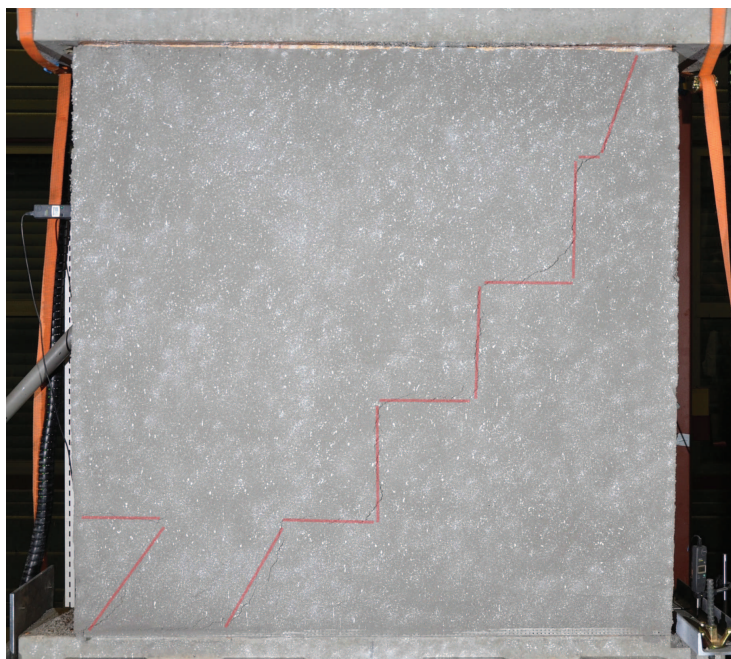


FIGURE 5.11 – Mode de rupture en cisaillement pour l'éprouvette B7 avec en rouge la rupture schématisée obtenue au niveau de la maçonnerie, les segments horizontaux et verticaux représentant des ruptures inter-briques, les autres, des ruptures intra-briques.

## 5.5 Analyse d'images

### 5.5.1 Analyse d'images identiques

Afin de mesurer la stabilité du système de prise d'images, des images identiques ont été comparées, de la même manière qu'à l'échelle locale (Chapitre 2). Le tableau 5.4 présente les valeurs de l'écart-type moyen de niveau de gris entre deux images identiques. Cette valeur moyenne est calculée en analysant, pour chaque essai, 4 images dites identiques. Les valeurs étant toutes proches de 1, la stabilité de ce système de prise d'image est significativement supérieure à celle du système utilisé à l'échelle locale (Chapitre 2).

Dans un deuxième temps, il est possible d'analyser ces images pour mesurer les déplacements observés par le logiciel. Cette information permet de connaître la précision du logiciel pour les conditions considérées, donc en fonction de l'appareil utilisé, mais également du mouchetis et de l'éclairage. Ce tableau présente également la valeur moyenne de la norme du vecteur de déplacement sur la surface considérée, le mur en briques ou la poutre supérieure servant à la distribution des efforts. En moyenne, les déplacements constatés entre deux images identiques sont de l'ordre de 0,01 mm au niveau de la maçonnerie et de 0,02 mm au niveau de la poutre supérieure. Les différences du point de vue de la qualité de l'éclairage (centré sur la maçonnerie) ainsi que les différences de contraste peuvent expliquer ces différences de précision entre les deux zones considérées. Les résultats restent cependant largement satisfaisant en comparaison de la précision des capteurs de déplacements utilisés ( $\pm 0,01$  mm).

Réf.	Ecart-type moyen	Déplacement moyen (mm)	
		briques	poutre supérieure
B1	1,11	0,005	0,013
B2	1,07	0,01	0,02
B3	0,95	0,013	0,02
B4	1,06	0,013	0,05
B5	0,89	0,013	0,05
B6	0,93	0,015	0,02
B7	0,91	0,008	0,036

TABLE 5.4 – Résultats des analyses d'images identiques.

### 5.5.2 Analyse de la phase de pré-charge

#### a) Comportement général

La corrélation d'images permet de visualiser plusieurs phénomènes lors du pré-chargement. Premièrement, toutes les éprouvettes ont connu une très légère rotation solide lors de cette phase. La figure 5.12 présente, pour le mur B1, les valeurs des vecteurs de déplacements auquel est soustrait le déplacement moyen. Ainsi, la rotation solide apparaît clairement. Afin de mieux comprendre le comportement du mur lors de la pré-charge, les déplacements moyens dans le plan ont été calculés dans 6 différentes zones du mur : 3 zones en partie supérieure du mur et 3 zones en partie inférieure, respectivement à gauche, au centre et à droite de l'éprouvette. De plus, deux états de contraintes différents ont été analysés : en milieu de pré-charge (108 kN) et en fin de pré-charge (202 kN) (Figure 5.13). On observe un déplacement quasi-linéaire entre les deux niveaux de pré-charge. En effet, le premier niveau (108 kN) représente 53,5% de la pré-charge finale (202 kN) tandis que le rapport moyen des déplacements verticaux entre ces deux niveaux de pré-charge est de 56,8% (avec un écart-type de 2% sur les 6 points d'étude). Ces valeurs étant relativement proches, on peut en déduire un déplacement évoluant linéairement avec le chargement. Afin de pouvoir appliquer l'effort horizontal, la maçonnerie est excentrée sur la droite du bâti. Ainsi, une déformation du portique explique les déplacements différentiels obtenus ainsi qu'un déplacement vertical plus important à gauche de l'éprouvette, cette zone étant plus proche du centre du bâti. Cela explique également le comportement similaire observé sur l'ensemble des éprouvettes testées. Les différentiels de déplacements verticaux sont tout de même faibles : très proches de 0,5 mm en fin de pré-charge (202 kN). Le logiciel de calculs de structures "Robot Structural Analysis" a permis l'étude de la déformée du portique lors de la phase de pré-charge et a montré des différentiels de déplacements similaires à ceux observés par corrélation d'images.

Dans un deuxième temps, l'étude des déformations pour les éprouvettes B1 et B2 permet de mettre en avant la présence de défauts de montage ou de fragilités au sein de la structure. En effet, en fin de pré-charge verticale, certains joints horizontaux ou verticaux sont soumis à des déformations plus importantes que sur le reste de la maçonnerie, laissant donc supposer la présence de défauts pouvant perturber les résultats expérimentaux (Figure 5.14). Les résultats observés sur les murs B1 et B2 tendent à montrer une influence de ces défauts au niveau de la localisation et la propagation de la rupture. Cependant, les résultats tirés des courbes Effort-Déplacement (présentés en Section 5.5.3) montrent un comportement général

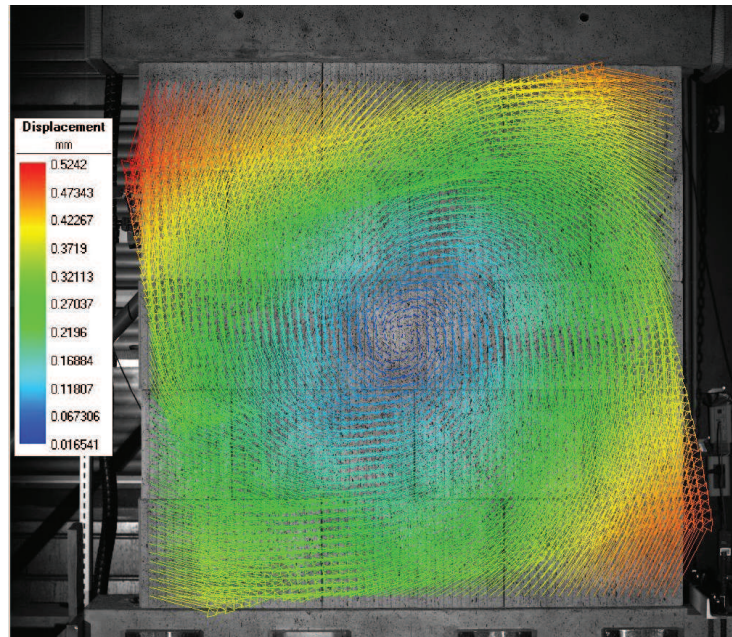


FIGURE 5.12 – Valeurs des vecteurs déplacements moins le déplacement moyen, pour la phase de précharge du mur B1.

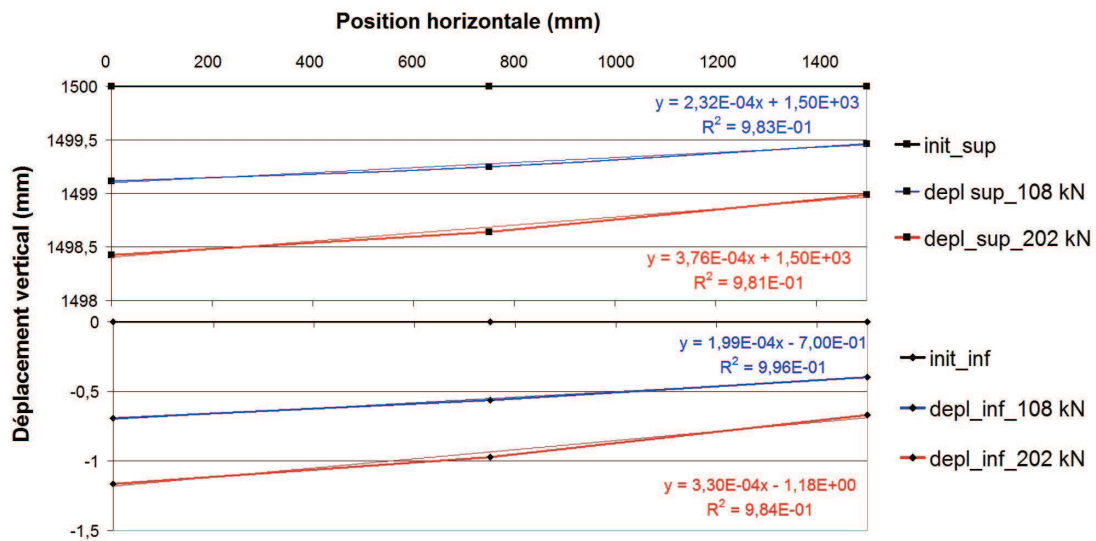


FIGURE 5.13 – Évolution du déplacement global du mur B1 lors de la phase de précharge. Les 6 zones étudiées sont représentées aux positions 0, 750 et 1500 mm, en partie haute et basse du mur.

similaire. La présence d'enduit sur les autres éprouvettes ne permet pas de mettre en évidence ces éventuels défauts.

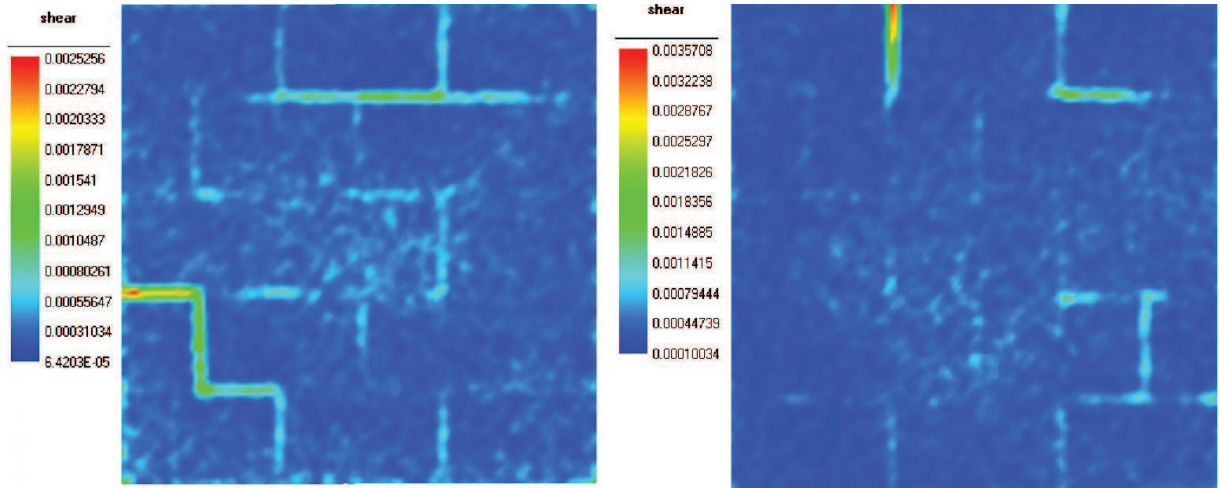


FIGURE 5.14 – Déformations en cisaillement lors de la phase de pré-charge verticale des murs B1 (à gauche) et B2 (à droite).

### b) Modules d'Young des maçonneries et influence d'un enduit

L'objectif de ce paragraphe est de mesurer l'influence des enduits sur les déformations en compression du mur. Afin d'obtenir une estimation de ce module d'Young pour l'ensemble des éprouvettes, il est plus judicieux de passer par l'étude des déplacements mesurés au niveau des poutres inférieures et supérieures afin de pouvoir comparer les résultats pour l'ensemble des éprouvettes testées (Tableau 5.5).  $E_{mur}$  a donc été calculé tel que :

$$E_{mur} = \frac{\Delta F \cdot H}{S \cdot \Delta H} \quad (5.1)$$

où  $\Delta F$  est la différence d'effort de pré-chargement considéré,  $H$  la hauteur du mur,  $S$  la surface d'application de l'effort de pré-chargement et  $\Delta H$  la différence de hauteur entre les deux niveaux de pré-chargement considérés pour le calcul. On remarquera tout d'abord une difficulté à obtenir des valeurs stables de modules d'Young, excepté pour les éprouvettes B1 et B2. Les disparités constatées pour les autres éprouvettes ne permettent pas de quantifier un éventuel apport des enduits du point de vue de la rigidité en compression de la maçonnerie. Une différence notable est observée au niveau de l'éprouvette B4 sans que les raisons n'aient pu être identifiées. Il aurait été intéressant de pouvoir comparer cet apport à la rigidité de l'enduit utilisé.



Réf.	E (GPa)
B1	2,17
B2	2,12
B3	3,13
B4	17,3
B5	6,5
B6	3,2
B7	9,8

TABLE 5.5 – Résultats du calcul des modules d'Young d'après les déplacements verticaux des poutres inférieures et supérieures des éprouvettes.

### c) Module d'Young des briques

L'absence d'enduits sur les éprouvettes B1 et B2 permet d'estimer la valeur du module d'Young en compression des briques et de la maçonnerie, perpendiculairement au plan de pose. Pour chaque brique, il est possible d'obtenir la valeur moyenne des déformations verticales mesurées par le logiciel 7D pour déterminer les valeurs du module d'Young des briques. En moyenne, une valeur de 5 GPa est obtenue, cependant, les résultats montrent des disparités importantes avec des valeurs comprises entre 2 et 12 GPa pour les valeurs les plus extrêmes. Les résultats mesurés sur les briques lors des essais dédiés aux modules d'Young semblent plus appropriés du fait de leur stabilité. L'analyse numérique (Chapitre 6, section 6.3.4) a été utilisée pour corroborer la pertinence de ces différents résultats.

### 5.5.3 Analyse de l'essai de cisaillement

Dans un premier temps, une comparaison a été faite entre les déplacements mesurés par corrélation d'images et ceux réalisés avec le capteur de déplacement M3. Ces résultats ont permis d'évaluer la pertinence de ce système de mesure tout au long de l'essai. De plus, l'étude de la phase de pré-charge a montré l'existence de déformations du portique. L'analyse d'images a été utilisée pour mesurer l'influence de ces déformations et corriger les valeurs expérimentales mesurées par les capteurs de déplacements du vérin VH. Cet outil a également servi à l'analyse de la fissuration.

#### a) Comparaison avec les mesures de M3

Afin de valider la pertinence des mesures effectuées par corrélation d'images, une comparaison a été faite entre ces résultats et ceux mesurés par le capteur de déplacements M3 en fonction de l'effort horizontal appliqué par VH (Figures 5.15 pour B1 et B2, 5.16 pour B3, B4 et B5 et 5.17 pour B6 et B7). Tout d'abord, on remarque globalement une bonne correspondance entre ces deux types de mesures, excepté pour les éprouvettes B1 et B2 où l'on observe des différences notables (Figure 5.15). L'analyse de ces figures nous permet de faire ressortir plusieurs éléments remarquables : il n'y a pas de correspondance entre les déplacements mesurés par M3 entre B1 et B2, même si les deux éprouvettes ont montré un comportement très similaire (Figure 5.10). Contrairement aux mesures de M3, les mesures

effectuées par 7D mettent en avant cette cohérence. Les figures 5.16 et 5.17 permettent d'observer des courbes similaires au niveau des mesures effectuées par corrélation d'images, avec, en plus, une bonne correspondance avec les résultats du capteur de déplacements. Il semblerait donc que les mesures réalisées par le capteur M3 aient été faussées pour les murs B1 et B2. Le phénomène de rotation solide pourrait expliquer ces différences. En effet, du fait du contact entre le capteur et la brique, il est possible que la rotation soit à l'origine de légers mouvements du capteurs. La rugosité de la brique pouvant donc perturber le bon déroulement de la mesure lors de ce mouvement de rotation de l'éprouvette. Ces résultats montrent l'intérêt des mesures sans contact pour éviter ces phénomènes et valident l'utilisation de la corrélation d'images comme moyen de mesure. Le tableau 5.6 regroupe les valeurs moyennes des écarts de mesures entre ces deux méthodes. En ne prenant pas en compte les éprouvettes B1 et B2 pour les raisons citées au-dessus, on observe tout de même un écart moyen de 10% entre les deux systèmes de mesures qu'il est également possible d'attribuer à la rugosité de la brique et donc au frottement entre le capteur de déplacements et la brique lors de la rotation solide.

Réf.	Enduit	Joints verticaux	Ecart moyen (%)
B1	Ø	Ø	27
B2	Ø	Ø	44
B3	MGF	Ø	9
B4	MGF	Ø	17
B5	MGF	mortier classique	12
B6	ISO	Ø	6
B7	ISO	Ø	9

TABLE 5.6 – *Ecarts moyens constatés entre les mesures par capteur de déplacement (M3) et par corrélation d'images (7D).*



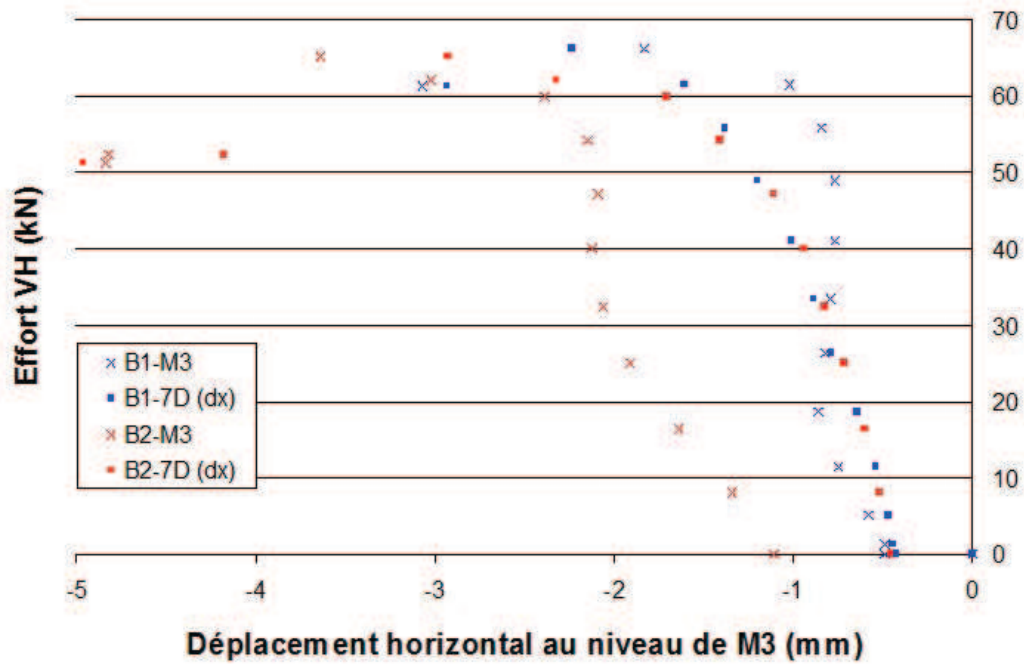


FIGURE 5.15 – Comparaison des déplacements obtenus par capteur de déplacement et la corrélation d'images, en fonction de l'effort horizontal appliqué, pour les murs nus (B1 et B2).

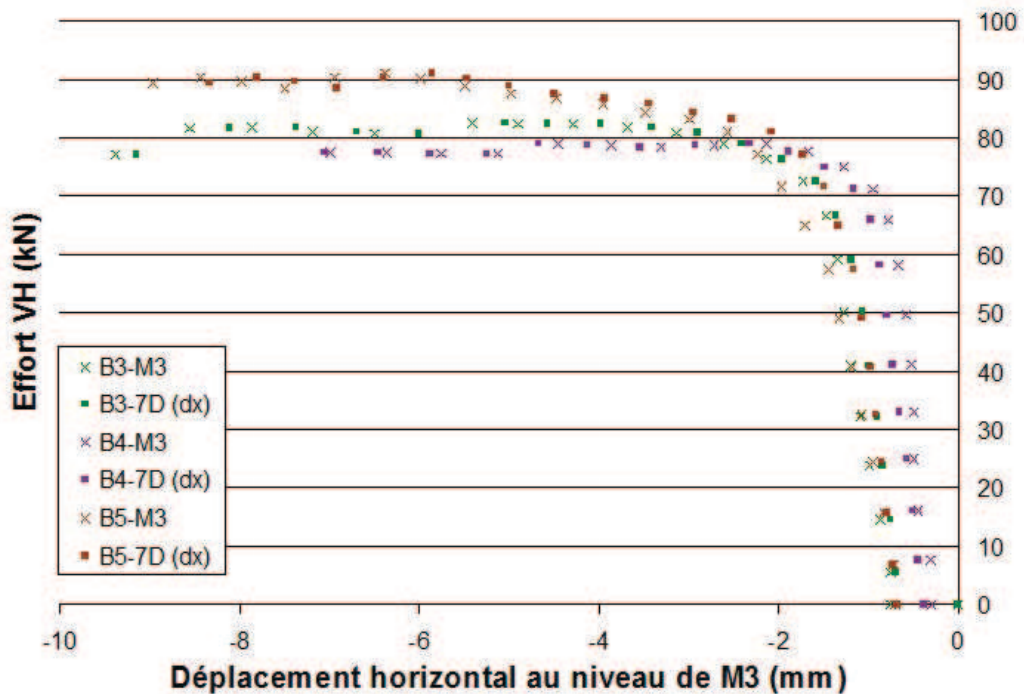


FIGURE 5.16 – Comparaison des déplacements obtenus par capteur de déplacement et la corrélation d'images, en fonction de l'effort horizontal appliqué, pour les murs enduit de MGF (B3, B4 et B5).

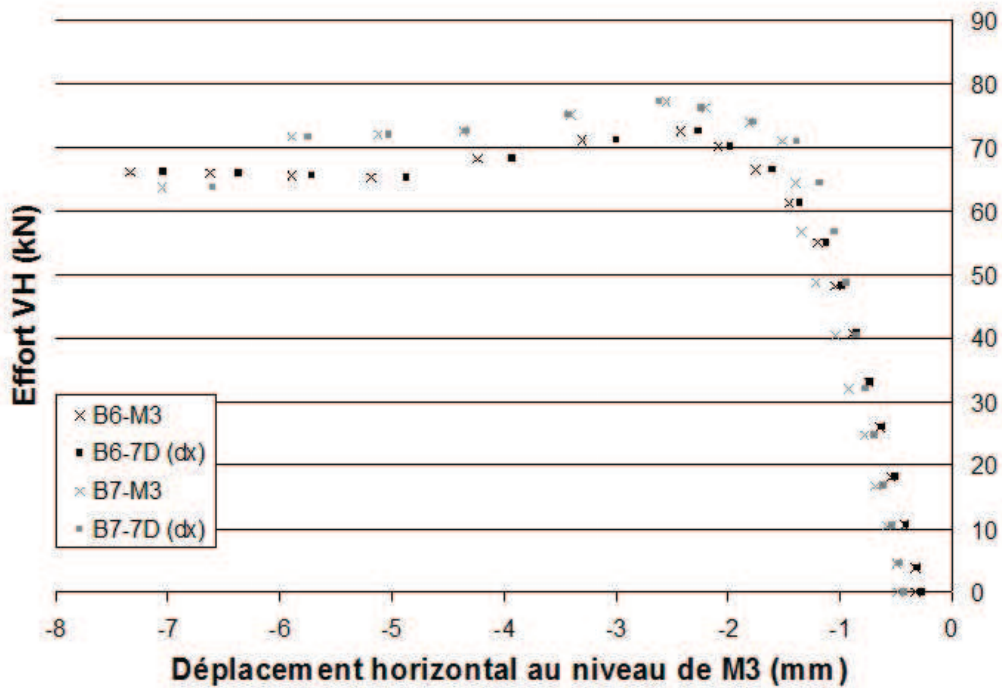


FIGURE 5.17 – Comparaison des déplacements obtenus par capteur de déplacement et la corrélation d'images, en fonction de l'effort horizontal appliqué, pour les murs enduits d'isolant thermique (B6 et B7).

#### b) Correction des courbes expérimentales

De la même manière que lors du pré-chargement vertical, des déformations du portique ont pu intervenir lors de la phase de chargement horizontal. Ces déformations peuvent être à l'origine d'une perturbation des mesures avec une surestimation des déplacements mesurés par le capteur de déplacement du vérin VH. Ainsi, les déplacements du bord droit des poutres supérieures ont été mesurés par corrélation d'images pour quantifier ces déformations et corriger les résultats expérimentaux bruts. La figure 5.18 présente les valeurs mesurées par corrélation d'images exprimées en fonction des mesures effectuées par le capteur de déplacement du vérin hydraulique VH, dans le cas du mur B4. On remarque que dans la première phase de l'essai, dite élastique, une première relation linéaire permet d'exprimer le déplacement réel en fonction du déplacement mesuré durant l'essai, celui-ci ne correspondant en moyenne qu'à 35% des déplacements mesurés. Durant la deuxième phase, dite plastique, une deuxième relation linéaire permet de vérifier la bonne correspondance entre les déplacements des deux systèmes de mesures. Les résultats obtenus pour l'ensemble des murs sont regroupés dans le tableau 5.7. On notera que pour les murs nus la relation linéaire dans le domaine plastique est inexistante du fait de leur rupture plus fragile. Par conséquent, seule la relation dans la zone élastique a été prise en compte pour les éprouvettes B1 et B2. En utilisant ces deux valeurs moyennes, les courbes expérimentales ont été corrigées (Figure 5.19).

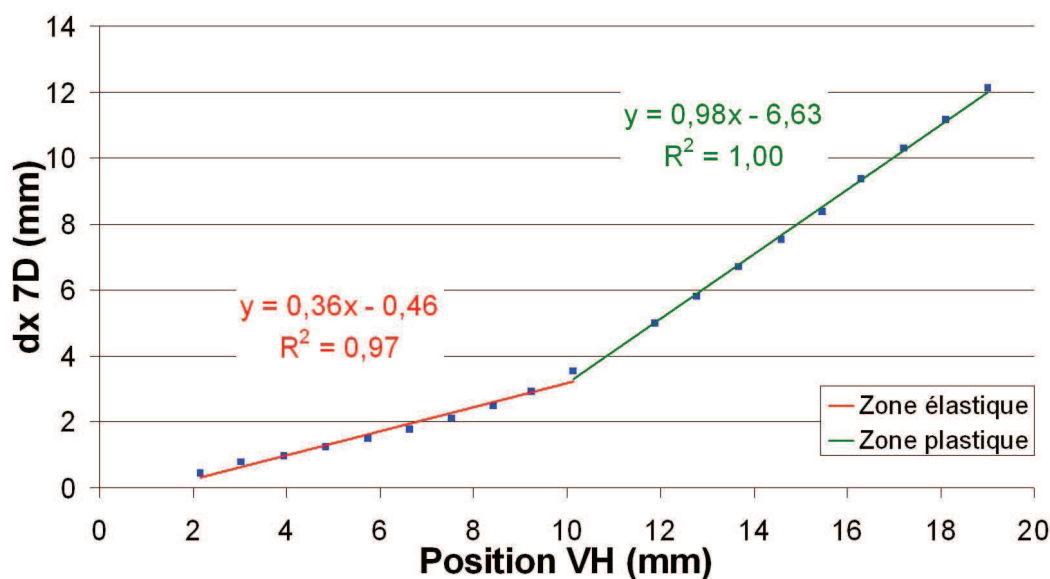


FIGURE 5.18 – Les déplacements horizontaux de la poutre supérieure sont exprimés en fonction des déplacements mesurés par le capteur de déplacements du vérin VH. Pour l'éprouvette B4.

Réf.	zone élastique		zone plastique	
	$\Delta_{vh}/\Delta_{dx,7D}$	$R^2$	$\Delta_{vh}/\Delta_{dx,7D}$	$R^2$
B1	0,38	0,99	rupture fragile	
B2	0,38	0,98	rupture fragile	
B3	0,30	0,99	1,06	0,98
B4	0,36	0,97	0,98	1,00
B5	0,38	0,99	0,87	1,00
B6	0,38	0,96	1,10	0,98
B7	0,29	0,96	0,99	0,98

TABLE 5.7 – Résultats du calcul des modules d'Young des différentes éprouvettes maçonnées.

### c) La fissuration

L'analyse d'images permet de mesurer les déformations à l'origine de l'apparition de la fissuration. Afin de se placer dans une situation plus représentative de la réalité, le point de départ de l'analyse est pris en fin de pré-chargement vertical de manière à analyser uniquement l'influence de l'effort horizontal. Sous 7D, les déformations en cisaillement ont été utilisées pour l'étude de la fissuration. Elles sont définies telles que (Equation 5.2) :

$$\epsilon_{shear} = \frac{\epsilon_{max} - \epsilon_{min}}{2} \quad (5.2)$$

avec  $\epsilon_{shear}$  les déformations en cisaillement.  $\epsilon_{max}$  et  $\epsilon_{min}$ , les déformations principales, respectivement majeure et mineure. Dans un premier temps, les déformations à la fissuration seront mesurées pour les éprouvettes B1 et B2. On peut noter 3 zones d'études différentes,

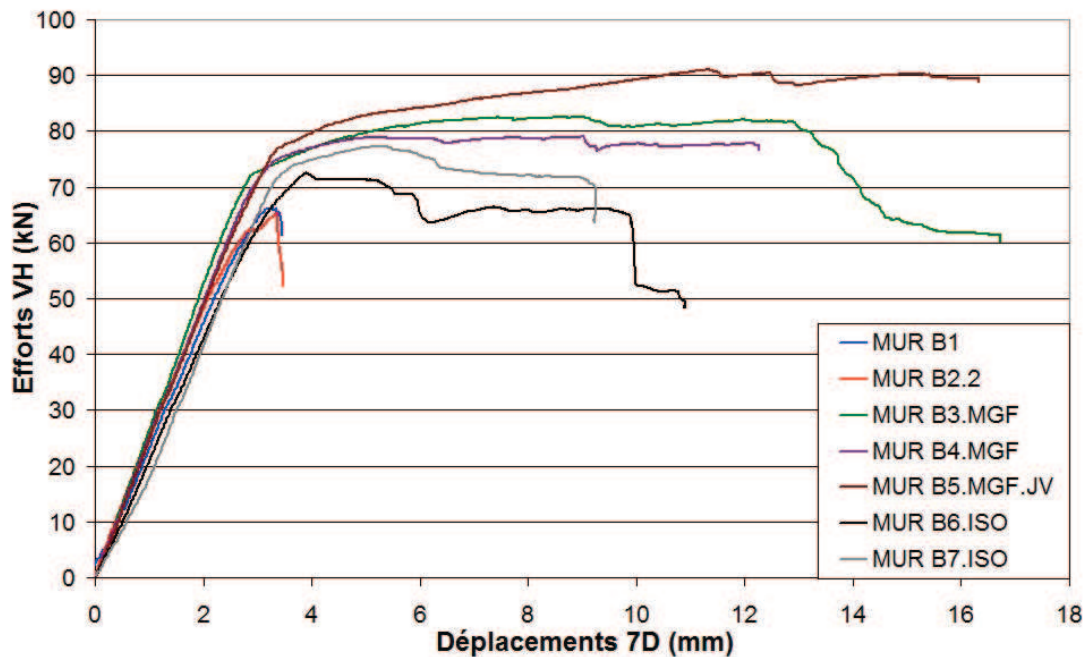


FIGURE 5.19 – Correction des courbes expérimentales d'après les déplacements mesurés par corrélation d'images.

la fissuration inter-briques (joints verticaux et horizontaux) et intra-briques. La fissuration intra-briques intervient pour des déformations de l'ordre de 0,02 (Figure 5.20). Les directions principales montrent que ce type de fissuration est lié à des sollicitations de traction diagonales dans la brique ce qui est cohérent avec les observations de la littérature sur la rupture des éléments de maçonneries soumis à ce type de chargement. Les joints verticaux situés le long de la fissuration en escalier sont soumis à des déformations principalement en traction comme le montrent les directions principales des déformations. Dans le reste du mur, on peut également observer certains joints verticaux et horizontaux soumis à de la compression (Figure 5.21). Pour les joints horizontaux situés le long de la fissuration en escalier, ceux-ci sont soumis à un cisaillement dont la composante en traction est prédominante. D'après la Figure 5.21, on remarque bien que les déformations en partie droite sont principalement dues à des efforts de traction. Pour la partie gauche, les déformations sont clairement liées à des efforts de compression.

Pour les murs B6 et B7 (avec enduit isolant) la fissuration suit celle de la maçonnerie. Cependant, les directions principales des déformations indiquent que la fissuration de la couche d'enduit est due à des déformations en traction. Et ce quelle que soit la localisation de la fissuration (inter-briques ou intra-briques)(Figure 5.22). La faible rigidité de l'enduit isolant ne permet donc pas d'appréhender complètement le comportement de la rupture de la maçonnerie. Cependant, cette rupture est due à la fissuration au sein de la maçonnerie entraînant des déformations et une fissuration en traction au sein de l'enduit isolant. Les déformations mesurées à l'apparition de la fissuration indiquent des déformations de l'ordre de 0,006 soient 3 fois supérieures à celles mesurées dans le cas d'un mur nu. Ces mesures ne permettent donc pas d'identifier la rupture de la brique mais permettent de constater un retard de la fissuration de la couche d'enduit par rapport à la fissuration d'un mur nu

à la rupture. Ces résultats permettent donc de conclure à une bonne résistance de cette couche d'isolation thermique pour des efforts de cisaillement monotones. De plus, l'absence de fissuration au sein de l'enduit isolant pour de faibles valeurs de chargement horizontal (voire vertical) est encourageant pour la pérennité de l'isolation thermique. Pour les deux éprouvettes testées, la fissuration de l'enduit isolant est intervenue après et en conséquence de la fissuration de la maçonnerie.

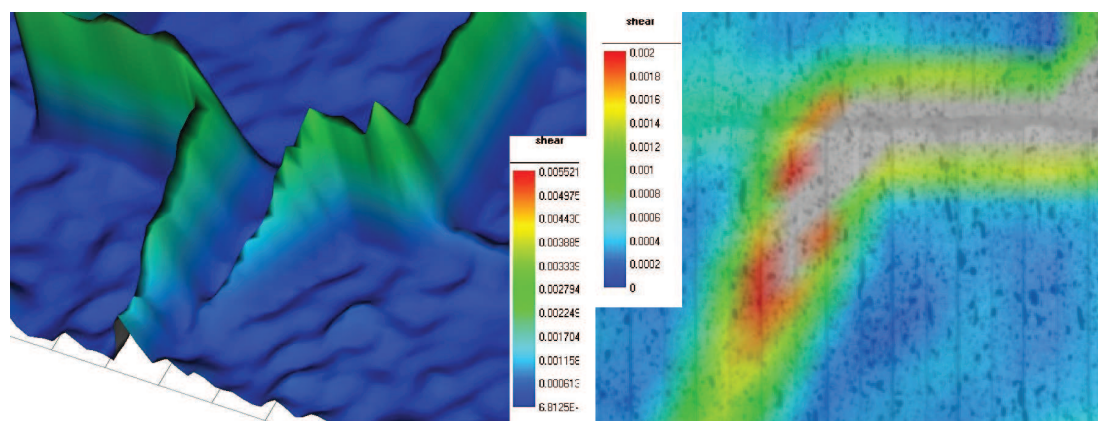


FIGURE 5.20 – Déformations intra-brique en cisaillement sur la brique centrale de la rangée inférieure de B1. A gauche, une vue 3D de ces déformations. A droite, une vue détaillée de la fissuration intra-brique avec des déformations limitées à 0,002.



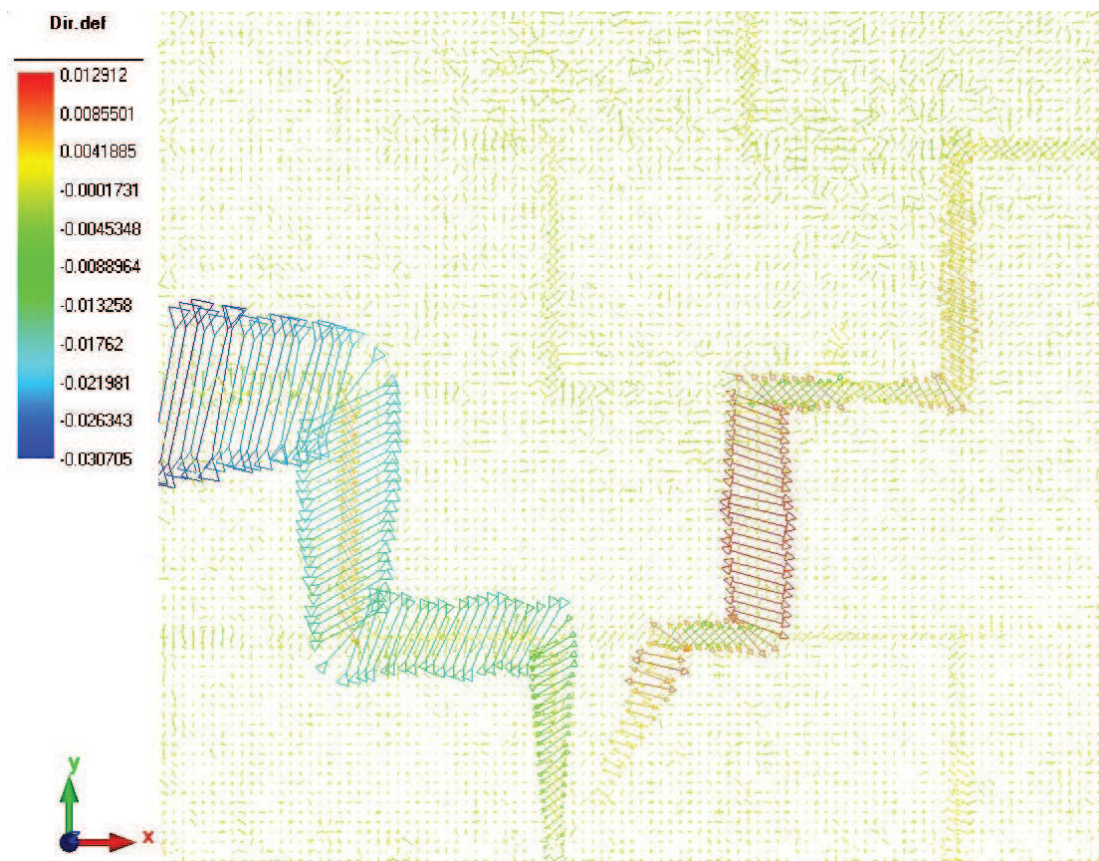


FIGURE 5.21 – Directions des déformations principales avant rupture de l'éprouvette B1, d'après 7D, pour un effort horizontal de 66 kN.



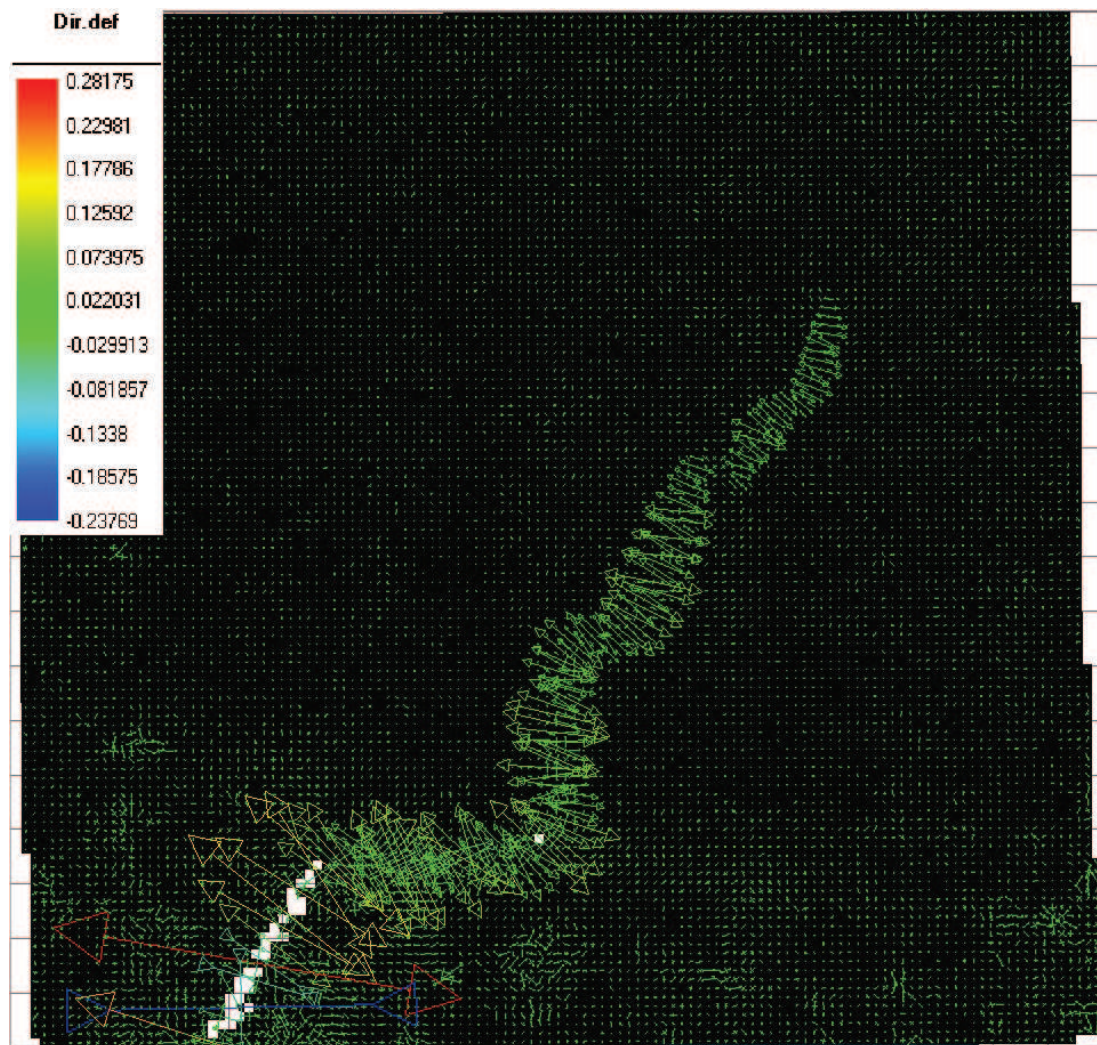


FIGURE 5.22 – Directions principales lors de la propagation de la rupture pour l'éprouvette B6, d'après 7D.

## 5.6 Conclusions

Tout d'abord, la bonne reproductibilité des essais et le bon fonctionnement des conditions aux limites expérimentales ont permis de réaliser une étude cohérente de ces maçonneries. Les erreurs liées aux déformations du portique ont pu être corrigées avec la corrélation d'images. Celle-ci a également permis de mettre en avant des erreurs liées à la mesure par contact des capteurs de déplacements. Les zones de faiblesse identifiées en fin de pré-chargement sur les murs nus n'ont pas été à l'origine d'une différence de réponse de la maçonnerie. Cependant, il semble que cela influe sur la localisation et la propagation de la rupture qui peut être initiée ou dirigée par ces zones de faiblesses. Les différents modes de ruptures obtenus n'ont pas permis une bonne comparaison de l'apport mécanique entre l'enduit ISO et le MGF. Cependant, l'apport de l'enduit ISO par rapport à un mur nu a pu être étudié, pour une sollicitation en cisaillement. Malgré cette faiblesse mécanique, une fissuration plus tardive de la couche d'enduit isolant est constatée, par rapport à la fissuration d'un mur nu à la rupture. De plus, un léger gain en terme de résistance au cisaillement est constaté. Globalement, cet enduit a montré un comportement satisfaisant avec une bonne accroche au support, même après rupture de l'ensemble ; ainsi qu'une fissuration suivant uniquement le faciès de rupture de la maçonnerie. Il n'a cependant pas été possible expérimentalement de reproduire le même mode de rupture pour les maçonneries recouvertes d'enduit MGF du fait de sa résistance mécanique bien supérieure à celle de l'enduit isolant. Par conséquent, le fait que la fissuration soit plus tardive (pour des niveaux de déformations plus élevés) dans l'enduit que dans les briques laisse présager une bonne pérennité de cette solution d'isolation. De plus, les directions principales des déformations ont montré une rupture de l'enduit due à des déformations en traction, et ce quelles que soient les zones de ruptures considérées (joints verticaux ou horizontaux, ou au sein des briques). Donc, la capacité de déformation ainsi que la résistance en traction du matériau semblent être les paramètres influençant le plus la résistance de cette couche d'ajout. Il pourrait être intéressant de réaliser une étude similaire avec des niveaux de pré-compression plus importants de manière à pouvoir comparer l'apport de l'enduit MGF en cisaillement. Concernant la corrélation d'images, la capture d'images par caméra confère une stabilité bien supérieure au système avec appareil photo et permet une analyse bien plus précise.



# Chapitre 6

## Etude numérique : échelle du mur

### 6.1 Présentation et objectif

La modélisation numérique suivante a été utilisée pour reproduire les essais effectués sur la série de mur maçonnés (Chapitre 5). Dans un premier temps, l'étude d'un mur nu a été abordée de manière à modéliser le comportement des différents constituants de cette maçonnerie. Les murs B1 et B2 ont été utilisés pour le calage des différents paramètres. Une fois ces paramètres fixés, l'influence de la couche d'enduit (ISO ou MGF) a été abordée. L'objectif est dans un premier temps de comprendre le rôle de chacun des éléments dans le comportement du mur. Et, dans un deuxième temps, de vérifier si le modèle déduit de l'analyse numérique à l'échelle locale (Chapitre 3) est pertinent pour reproduire le comportement des maçonneries B3 et B4, recouvertes de l'enduit MGF, et B6 et B7, pour l'enduit ISO.

### 6.2 Propriétés des matériaux

Le tableau 6.1 regroupe l'ensemble des paramètres utilisés pour cette modélisation ainsi que leur état : connu (d'après des résultats expérimentaux ou l'analyse numérique pour les critères d'interface) ou estimés d'après l'étude bibliographique.

#### 6.2.1 Le béton

De la même manière que lors de l'étude numérique à l'échelle de l'éprouvette slant-shear (Chapitre 3), le béton est considéré comme élastique avec un module d'Young  $E_{bet} = 30$  GPa et un coefficient de Poisson  $\nu_{bet} = 0,2$ . Le béton correspond aux éléments de transfert de charge (poutres supérieure et inférieure).

#### 6.2.2 La brique

Deux comportements différents ont été considérés pour modéliser les briques. Dans un premier temps, le comportement élastique a été observé en considérant un modèle élastique orthotrope sans critère de plasticité. Ce modèle a permis de vérifier la pertinence des mesures de modules d'Young réalisées par corrélation d'images (Chapitre 5). Cependant, expérimentalement, la rupture des briques a été observée pour plusieurs configurations (murs nus et enduits avec l'isolant thermique). Les limites de ce modèle ont ensuite conduit à considérer

Paramètres Eléments	Connus	Estimés
Béton (Elastique)		$E_{bet}, \nu_{bet}$
Briques (Elastique - orthotrope)	$E_{x,bri}, E_{z,bri}, \nu_{bri}$	$E_{y,bri}, G_{xy,bri}, G_{yz,bri}, G_{xz,bri}$
Briques (Elasto-plastique Drucker-Prager Parfait)	$\sigma_{c,bri}, \nu_{bri}$	$E_{bri}, \sigma_{t,bri},$
Joints horizontaux (JOINT Mohr-Coulomb)	$e_{jh}, \sigma_{t,jh}$	$\nu_{jh}, E_{jh}, c_{jh}, \phi_{jh}$
Joints verticaux (JOINT type Coulomb)		$E_{jv}, e_{jv}, \nu_{jv}, c_{jv}, \phi_{jv}, \sigma_{t,jv}$
Enduit ISO ou MGF (Drucker-Prager Parfait)	$\sigma_{c,end}, \sigma_{t,end}, E_{end}, \nu_{end}$	
Interface Enduit/Briques (JOINT Mohr-Coulomb)	$E_{int}, K_n, K_s, e_{int}, c_{int}, \phi_{int}$	$\sigma_{t,int}$

TABLE 6.1 – Paramètres utilisés lors de la modélisation de l'essai d'un mur soumis au cisaillement.

un critère de plasticité pour les briques. Ainsi, le comportement à la rupture a été pris en compte par l'intermédiaire d'un critère de Drucker-Prager Parfait.

### Élasticité orthotrope

Le modèle d'élasticité orthotrope utilisé pour la brique est défini, pour chacune des trois directions d'orthotropie, par son module d'Young  $E$  ( $E_{x,bri}, E_{y,bri}, E_{z,bri}$ ), ses modules de cisaillement  $G$  ( $G_{xy,bri}, G_{yz,bri}, G_{xz,bri}$ ) et son coefficient de Poisson  $\nu_{bri}$ . Le coefficient de Poisson est pris égal à 0,2 quelles que soient les directions d'orthotropies, d'après l'étude bibliographique (Gabor et al. (2006)). Les résultats issus de la corrélation d'images permettent de faire une première estimation des différents modules d'Young et de cisaillement pour la brique. Ainsi, une valeur de 1,55 GPa est utilisée pour la direction verticale, correspondant à  $E_{z,bri}$ .  $E_{x,bri}$  correspond au module d'Young pour la direction horizontale, conformément à la direction mesurée lors de l'étude expérimentale (Chapitre 5). Le module d'Young  $E_{y,bri}$  est considéré égal à  $E_{x,bri}$  en première approximation, la maçonnerie n'étant pas sollicitée perpendiculairement au plan de symétrie yOz. De la même manière, une valeur de 1,4 GPa est utilisée pour la direction correspondant à  $E_{x,bri}$  et  $E_{y,bri}$ . Les modules de cisaillement ont



été calculés d'après l'équation 6.1 :

$$G_{bri} = \frac{E_{bri}}{2 \cdot (1 + \nu_{bri})} \quad (6.1)$$

Par simplification, les trois modules de cisaillement ont été considérés identiques. Par conséquent, les valeurs supposées extrêmes pouvant prendre ces paramètres ont été calculées en utilisant  $E_{z,bri}$  et  $E_{x,bri}$ .

### Élasto-plasticité isotrope

Le comportement élasto-plastique des briques a été considéré par l'utilisation d'un critère de Drucker-Prager Parfait. Le module d'Young isotrope équivalent ( $E_{bri}$ ) a été obtenu par calage du modèle sur la pente de la zone élastique de la courbe Effort-Déplacement expérimentale. Le coefficient de Poisson  $\nu_{bri}$  est conservé égal à 0,2. La résistance en compression ( $\sigma_{c,bri}$ ) de 8 MPa a été déterminée par le fabricant et la résistance en traction ( $\sigma_{t,bri}$ ) estimée d'après l'étude bibliographique. En effet, les essais de traction par fendage réalisés par Tomaževic and Weiss (2012) sur des briques du même type mettent en évidence une résistance à la traction comprise entre 0,35 et 0,60 MPa (0,5 MPa en moyenne) pour les briques identifiées par les auteurs de B1 à B5. Celles-ci ayant des caractéristiques géométriques et mécaniques pouvant être considérées comme proches des briques GFR20 utilisées pour cette étude. De plus, les résultats des essais de traction uniaxiale sur les joints horizontaux montrent une rupture majoritairement dans la brique pour une valeur moyenne de résistance égale à 0,45 MPa. Ces résultats étant cohérents avec les données bibliographiques sur des briques similaires.

#### 6.2.3 Les joints horizontaux (JH) : mortier de joints minces

Pour le mortier de joints minces, les données du fabricant ont permis de considérer une épaisseur de colle sèche  $e_{jh}$  de 1 mm. De plus, les essais d'arrachement effectués par le Centre Scientifique et Technique du Bâtiment (C.S.T.B.) (Rapport d'essai n° EEM 10 26027555) ont permis de connaître la résistance à l'arrachement par traction uniaxiale du joint mince utilisé sur une brique Porotherm :  $\sigma_{t,jh}$ , qui vaut en moyenne 0,6 MPa. A noter que pour les ruptures majoritairement dans le plan de colle ou le mortier, les valeurs sont plus proches de 0,7 MPa. Les essais effectués par Modena et al. (2004) ont quant à eux permis d'obtenir un ordre de grandeur général de plusieurs paramètres mécaniques concernant les joints minces :

- le coefficient de Poisson du joint mince peut être considéré tel que  $\nu_{jh} = 0,2$ ,
- la valeur de son module d'Young  $E_{jh}$  est de l'ordre de 5 à 10 GPa,
- l'angle de frottement  $\phi_{jh}$  a des valeurs comprises entre 38° et 62°.
- la cohésion  $c_{jh}$  est comprise entre 0,3 et 0,5 MPa.

Il est physiquement nécessaire de vérifier la relation suivante, pour tout jeu de paramètre choisi :

$$\sigma_{t,jh} \leq \frac{c_{jh}}{\tan \phi_{jh}} \quad (6.2)$$

Par conséquent, les paramètres considérés comme références pour le critère des joints horizontaux correspondent à une cohésion  $c_{jh} = 400$  kPa, qui est la moyenne des valeurs obtenues par Modena et al. (2004). Ainsi, en considérant une valeur de  $\phi_{jh} = 30^\circ$  et une résistance à la traction du joint  $\sigma_{t,jh} = 690$  kPa, le critère obtenu est très proche d'une droite. Ce critère est en effet légèrement tronqué en traction pour respecter l'équation 6.2. Le module



d'Young considéré est  $E_{jh} = 5$  GPa. Ce critère permet donc de faire intervenir des valeurs représentatives des résultats expérimentaux et à la bibliographie. Toutefois, la valeur d'angle de frottement considérée est plutôt faible par rapport aux valeurs obtenues d'après la bibliographie.

#### 6.2.4 Joints verticaux (JV) : secs

Les joints verticaux étant secs (non remplis), il est possible de considérer, d'après la littérature (Oliveira et al. (2002)), que la cohésion  $c_{jv}$  peut être considérée comme nulle. Il en est de même pour la résistance à la traction uniaxiale  $\sigma_{t,jv}$ . Ce joint est considéré comme un contact direct en deux briques, par conséquent,  $E_{jv}$  a été pris égal à  $E_{bri}$ . De même pour  $\nu_{jv}$  qui est pris égal à  $\nu_{bri}$ . De plus, une épaisseur  $e_{jv}$  de 1 mm a été supposée. L'angle de frottement  $\phi_{jv}$  a été pris égal à  $30^\circ$  pour le critère de Coulomb correspondant.

#### 6.2.5 Couche d'enduit

Le comportement de la couche d'enduit et de son interface avec le support est modélisé de la même manière que pour le modèle de l'essai slant-shear (Chapitre 3). En effet, l'enduit est toujours représenté par un critère de Drucker-Prager et son interface avec son support par des éléments JOINT régis par une loi de type Mohr-Coulomb. Ces paramètres ayant été déterminés par l'analyse numérique (Chapitre 3), ils sont donc considérés comme connus. Cette modélisation a donc permis de valider la pertinence du modèle obtenu à l'échelle de l'éprouvette slant-shear.

### 6.3 Modélisation du mur nu

#### 6.3.1 Géométrie des éprouvettes

La modélisation d'une maçonnerie nue peut être effectuée en deux dimensions. Cependant, l'objectif est de vérifier l'apport d'une couche d'enduit. Dans un souci de cohérence, un modèle en trois dimensions a donc été utilisé pour l'ensemble des simulations. Le comportement général de la maçonnerie a été traité par micro-modélisation de manière à pouvoir mettre en avant les différents modes de ruptures obtenus expérimentalement et analyser plus finement le comportement des joints entre les briques. Par conséquent, chaque élément de la maçonnerie doit être modélisé. Les briques creuses sont considérées comme des parallélépipèdes rectangles pleins, maillés à l'aide d'éléments parallélépipédiques (CUB8), de la même manière que l'éventuelle couche d'enduit ou les poutres en béton armé. Ces poutres, inférieure et supérieure, ont été modélisées afin d'obtenir des conditions aux limites proches des conditions expérimentales. Des éléments JOINT (JOI4) ont été utilisés pour modéliser le comportement des joints verticaux (secs) et horizontaux (mortier de joint mince) de la maçonnerie. Ces éléments ont également été utilisés pour modéliser l'interface entre la couche d'enduit et les briques, de manière analogue à l'analyse numérique réalisée dans le chapitre 3. La symétrie de l'essai dans le plan xOz permet de ne modéliser que la moitié de la maçonnerie, ce qui représente bien les expérimentations menées. La figure 6.1 présente le maillage considéré. Elle indique également les références des briques (BR11 à BR53) ainsi que celles des joints horizontaux (J01 à J06). Par souci de clarté, les références des joints verticaux n'ont pas été présentées.

Lors de l'étude expérimentale (Chapitre 5), chaque mur avait pour dimensions globales  $1,50 \times 1,50 \times 0,20 \text{ m}^3$  et était constitué de 5 rangées de 3 briques de 500 mm de longueur, 299 mm de hauteur et 200 mm d'épaisseur. Les joints minces étant modélisés par des éléments à épaisseur nulle, l'épaisseur du joint mince est compensée au niveau des briques. Leur hauteur est donc considérée égale à 300 mm. Cette variation de hauteur étant très faible (0,3%), son influence sur les propriétés mécaniques est supposée négligeable.

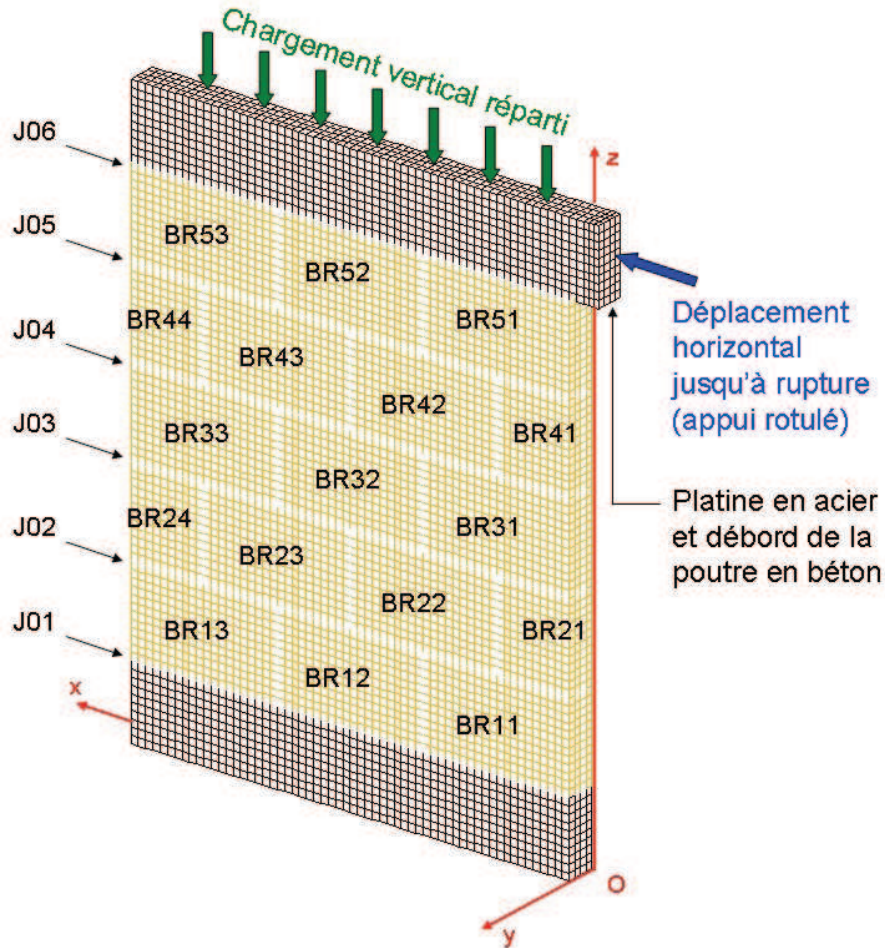


FIGURE 6.1 – Maillage et conditions de chargements utilisés pour un mur nu. Le plan de symétrie de l'éprouvette est dans le plan  $xOz$ .

### 6.3.2 Conditions aux limites

Les conditions aux limites appliquées sur la poutre inférieure permettent le blocage complet de cette poutre sur le bâti, conformément aux mesures expérimentales (Chapitre 5, section 1.4). La poutre supérieure est utilisée pour l'application et la distribution des efforts au sein du mur. Une première condition permet l'application d'un chargement vertical réparti, piloté en effort jusqu'à l'application de la pré-charge expérimentale de 202 kN. Sur la demi-éprouvette considérée, ce chargement est donc de 101 kN. Ce chargement a ensuite été maintenu constant pendant toute la durée de la simulation, conformément à l'étude expé-

rimentale. La seconde condition concerne l'application d'un déplacement monotone latéral jusqu'à rupture. Afin de garantir une bonne répartition des efforts au sein de la poutre, et donc de la maçonnerie, un débord de la poutre supérieure a tout d'abord été considéré (Figure 6.1). Ensuite, une platine rigide ( $E_{pla} = 210$  GPa) a été modélisée, conformément à l'étude expérimentale. Une application ponctuelle de ce déplacement, au niveau de la platine, permet la prise en compte de la rotule expérimentale.

### 6.3.3 Analyse paramétrique

Cette analyse paramétrique est basée sur un mur nu et en considérant le modèle de comportement élasto-plastique pour les briques. Elle a été réalisée de la même manière que pour l'étude numérique à l'échelle locale (Chapitre 3). Par conséquent, les influences de la finesse du maillage ainsi que du pas de chargement ont été considérées. Les différents maillages utilisés sont constitués d'éléments les plus réguliers et les plus homogènes possibles. Le tableau 6.2 regroupe les caractéristiques principales des trois finesesses de maillage considérées (M1, M2 et M3). La comparaison est faite du point de vue du nombre d'éléments ainsi que de la dimension moyenne d'un côté d'une maille cubique.

Référence	Nombre d'éléments	Dimension moyenne d'un côté d'une maille
M1	2 964	5,0 cm
M2	7 974	3,5 cm
M3	21 416	2,5 cm

TABLE 6.2 – Caractéristiques générales des maillages considérés.

La valeur du pas de chargement est ici encore un paramètre pouvant influencer significativement les résultats obtenus, en particulier pour le chargement horizontal. A contrario, lors du chargement vertical, la maçonnerie est sollicitée dans le domaine élastique. Les différents essais montrent que le pas de chargement choisi (1 kN/pas) est suffisant. Les différentes valeurs utilisées pour le déplacement horizontal de la poutre supérieure sont présentées dans le tableau 6.3. La figure 6.2 présente les résultats pour les différentes configurations de maillages

Référence	Valeur du pas (m)
P1	$10^{-5}$
P2	$10^{-6}$
P3	$5 \cdot 10^{-7}$

TABLE 6.3 – Valeurs considérées pour le déplacement horizontal de la poutre supérieure.

et de pas testées. L'influence de la finesse du maillage est significative, tout comme le pas de chargement. Cependant, l'influence du pas de chargement diminue avec l'augmentation du nombre d'éléments considérés pour le maillage. En effet, pour le maillage M3, les courbes Effort-Déplacement obtenues ne montrent qu'un faible écart entre elles. En effet, ces écarts sont inférieurs à 1,5% par rapport à la valeur de l'effort horizontal au pic de chargement. De

ce fait, le maillage M3 a été considéré pour le reste de cette étude, combiné avec le pas P2. Cette configuration permet une précision suffisante des résultats.

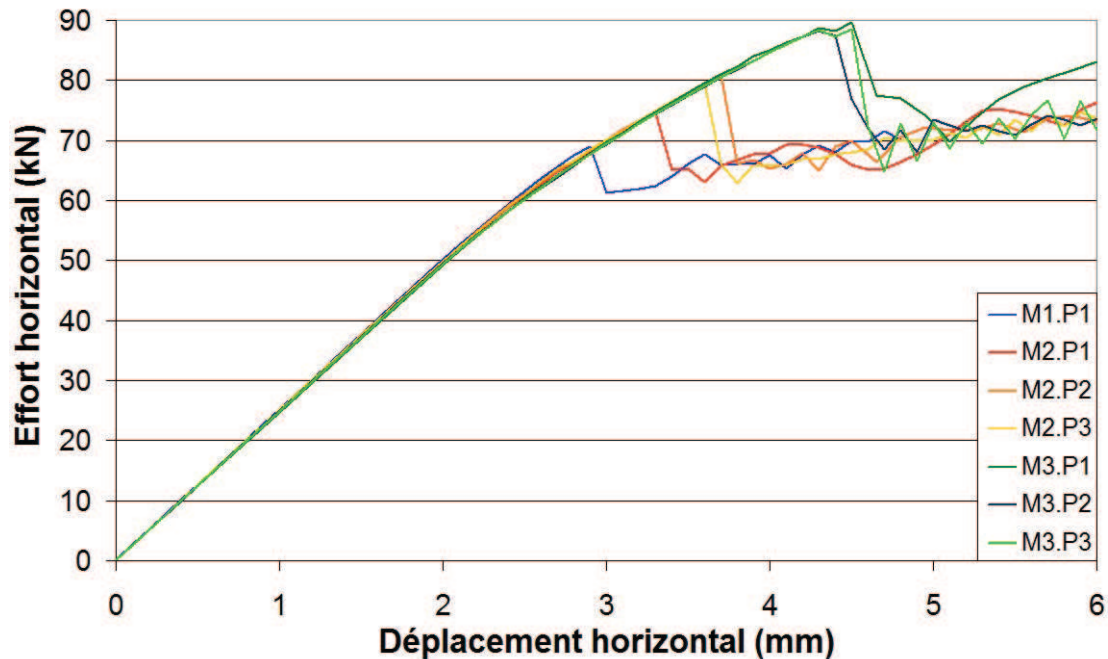


FIGURE 6.2 – Exemple d'influence du pas de chargement sur les courbes Effort-Déplacement obtenues pour un mur nu avec le logiciel CAST3M.

### 6.3.4 Etude de sensibilité

#### a) Méthode utilisée

Les études de sensibilités se basent sur le jeu de paramètres déduit de la bibliographie (Chapitre 4) et de l'étude expérimentale (Chapitre 5). Elles ont été réalisées pour les deux types de modélisations de la brique considérées.

Dans un premier temps, elles concernent le calage des propriétés élastiques de la brique sur les résultats expérimentaux. Dans un deuxième temps, la sensibilité d'autres paramètres est prise en considération. Plus particulièrement, trois critères différents ont été considérés pour les joints horizontaux, référencés CRIT1, CRIT2 et CRIT3. Ces critères permettant la variations du paramètre de cohésion  $c_{jh}$  d'après les résultats issus de la bibliographie (entre 300 et 500 kPa). La résistance à la traction  $\sigma_{t,jh}$  est conservée proche des valeurs expérimentales (ici,  $\sigma_{t,jh} = 690$  kPa). Il est alors possible de faire varier l'angle de frottement entre 25 et 36°. Ce qui correspond à des valeurs plutôt faibles par rapport aux résultats de la bibliographie pour ce dernier paramètre. Le tableau 6.4 regroupe les valeurs considérées, le critère CRIT1 étant considéré comme la référence d'après les données bibliographiques. La figure 6.3 permet la visualisation des trois critères retenus pour les joints horizontaux.

L'évolution des paramètres comme la résistance en traction du joint horizontal  $\sigma_{t,jh}$  ou de son module d'Young  $E_{jh}$  ont également été abordés. De plus, l'influence de la résistance

Référence	$c_{jh}$ (kPa)	$\phi_{jh}$ (kPa)	$\sigma_{t,jh}$ (kPa)
CRIT1	400	30	690
CRIT2	323	25	690
CRIT3	500	36	690

TABLE 6.4 – Paramètres des critères considérés pour les joints horizontaux de la maçonnerie.

en traction de la brique  $\sigma_{t,bri}$  a été observée pour le modèle élasto-plastique. Les paragraphes suivants présentent les résultats obtenus pour les deux modèles considérés pour la brique.

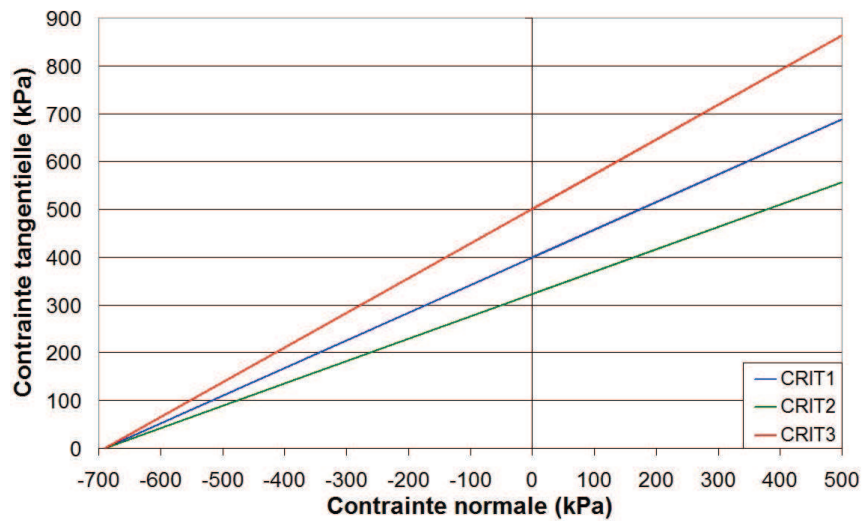


FIGURE 6.3 – Représentation des trois critères considérés pour les joints horizontaux de la maçonnerie.

### b) Sensibilité du modèle élastique orthotrope pour les briques

Les résultats semblent montrer que les mesures déduites par corrélation d'images surestiment les modules d'Young orthotropes de la brique. Le calage (dans la zone "élastique" des courbes Effort-Déplacement) a été réalisé en conservant des rapports similaires entre, d'un côté  $E_{z,bri}$ , et de l'autre  $E_{x,bri}$  et  $E_{y,bri}$ . Les valeurs considérées sont regroupées dans le tableau 6.5. La figure 6.4 présente les résultats obtenus. Malgré cette surestimation, les résultats de la corrélation d'images permettent tout de même d'obtenir un ordre de grandeur des valeurs de modules d'Young orthotrope de la brique.

La variation de nombreux paramètres ne semble pas influencer significativement les résultats du point de vue de la courbe Effort-Déplacement. En effet, la figure 6.5 présente l'influence de la variation des paramètres du critère des joints horizontaux (CRIT1 et CRIT2) ainsi que l'influence du module d'Young des joints horizontaux, comme exemples de variations constatées au niveau du modèle.

Au delà d'une première phase de comportement "élastique", le modèle met en avant une plastification progressive des différents joints horizontaux. Ces plastifications sont dues à des

Paramètres	Valeurs initiales (GPa)	Valeurs calées (GPa)
$E_{x,bri}$	1,40	1,05
$E_{y,bri}$	1,40	1,05
$E_{z,bri}$	1,55	1,15
$G_{xy,bri}$	0,58	0,45
$G_{yz,bri}$	0,58	0,45
$G_{xz,bri}$	0,58	0,45

TABLE 6.5 – Paramètres d'élasticité orthotrope considérés pour la brique.

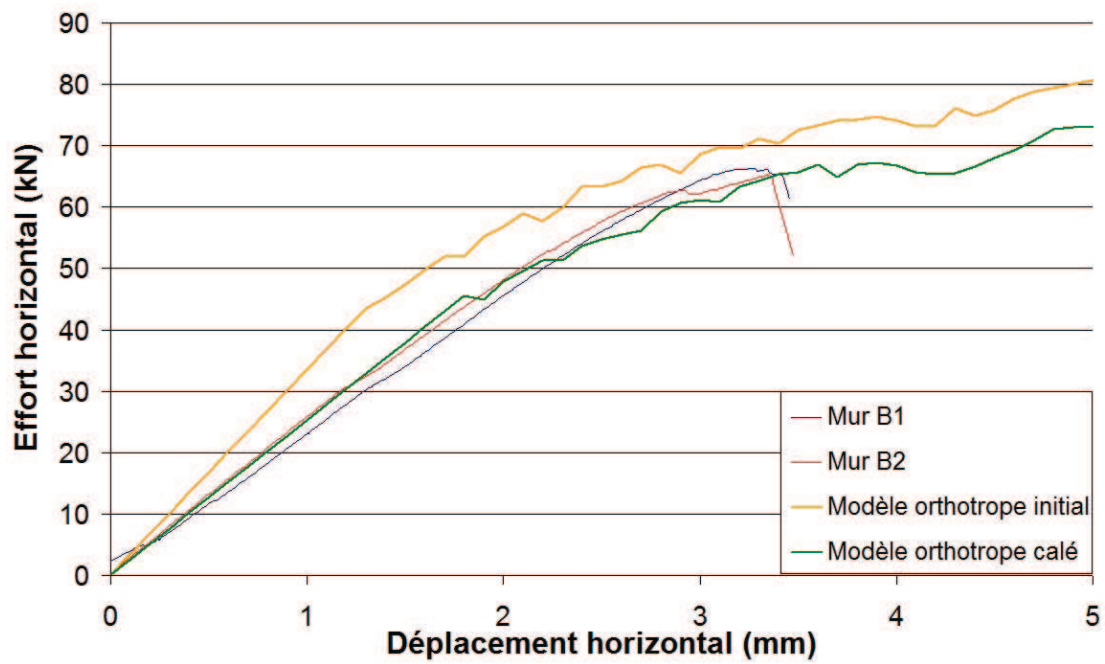


FIGURE 6.4 – Calage des propriétés d'élasticité orthotrope de la brique.

sollicitations de traction au sein des joints horizontaux. Elles se traduisent par de multiples changements de pentes au niveau de la courbe Effort-Déplacement. Ce comportement a été étudié dans la section 6.3.5.



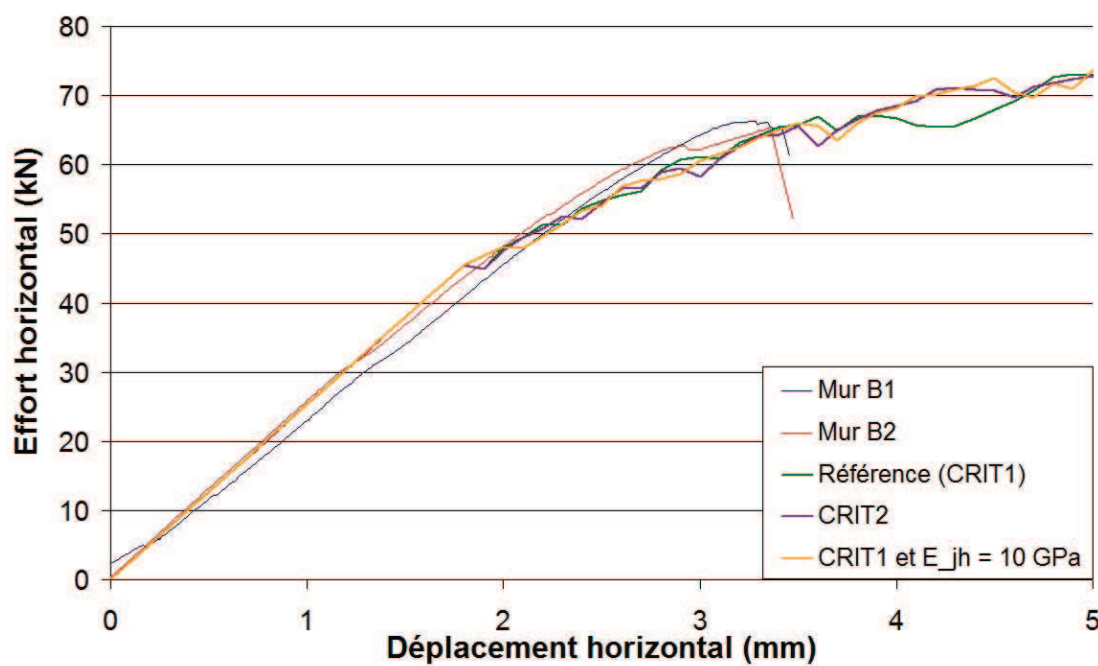


FIGURE 6.5 – Exemple d'influences des paramètres sur le modèle.

### c) Sensibilité du modèle élasto-plastique isotrope pour les briques

Un critère de Drucker-Prager a été utilisé pour modéliser le comportement des briques. Ceci dans le but de mieux prendre en compte leur comportement et d'observer ainsi leur influence sur la rupture de la maçonnerie. Dans un premier temps, le module d'Young équivalent  $E_{bri}$  a été déduit par calage de la pente initiale de la courbe Effort-Déplacement sur celles obtenues expérimentalement. Une bonne correspondance a été observée pour  $E = 1,1$  GPa. Cette valeur a été conservée pour le reste de l'étude.

Tout d'abord, la modélisation élasto-plastique de la brique permet de mettre en évidence un pic d'effort horizontal. Ce pic n'étant pas présent dans le cas de briques élastique, il correspond donc à une rupture au sein de la brique. De plus, ce modèle montre une sensibilité plus notable aux différents paramètres étudiés, comme le montre les figures 6.6, 6.7, 6.8 et 6.9. En effet, la figure 6.6 présente tout d'abord les variations obtenues au niveau des courbes Effort-Déplacement pour les trois critères de plasticité considérés pour les joints horizontaux. Les résultats montrent une influence significative de ces paramètres du point de vue de la résistance et du déplacement au pic. En comparaison, le module d'Young des joints horizontaux ( $E_{jh}$ ) possède une influence relativement faible. En effet, la figure 6.7 présente l'influence de ce paramètre pour des valeurs de 5 et 10 GPa, correspondant aux bornes de l'intervalle fixé d'après la bibliographie.

Ce modèle met également en avant une influence significative de la résistance en traction de la brique ( $\sigma_{t,bri}$ ) (Figure 6.8). En effet, les valeurs testées ici correspondent aux limites fixées par la bibliographie. Une première valeur correspond à celle déduite des mesures expérimentales ( $\sigma_{t,bri} = 0,45$  MPa) et la deuxième correspond à la borne inférieure tirée de la bibliographie ( $\sigma_{t,bri} = 0,30$  MPa). D'après la figure 6.8, la plastification de la brique a une influence significative sur le comportement de la maçonnerie. En effet, la diminution de la

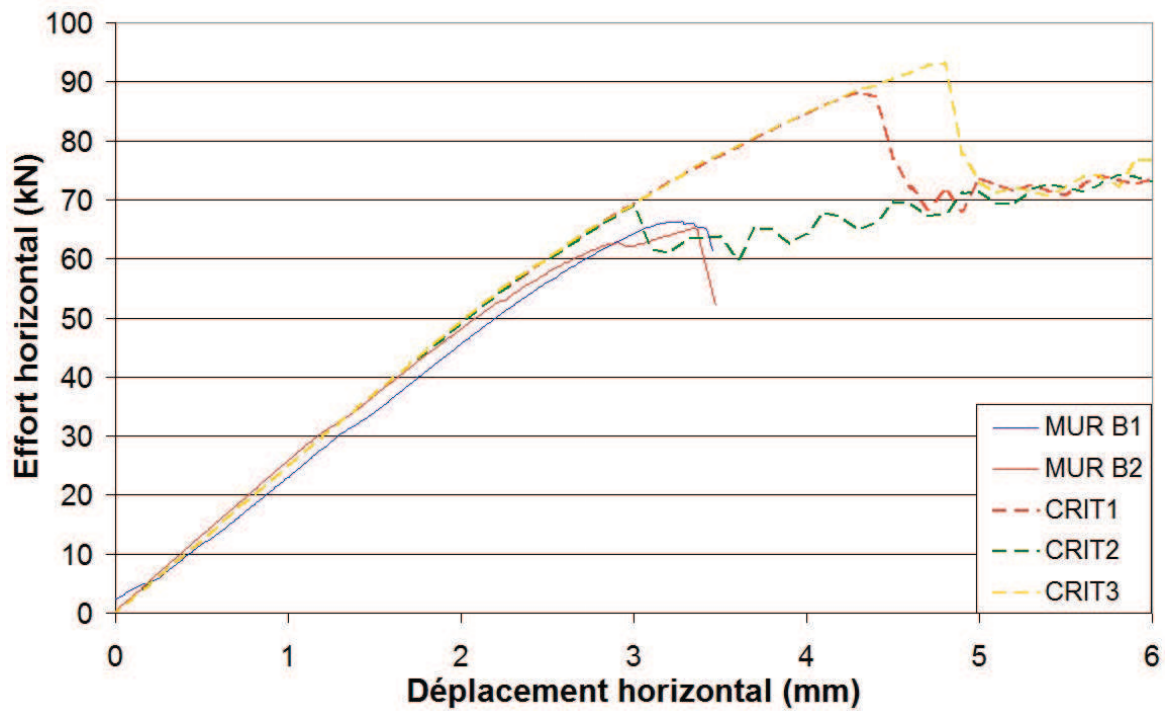


FIGURE 6.6 – Influence des paramètres du critère des joints horizontaux de la maçonnerie et comparaison avec les résultats expérimentaux.

résistance en traction de la brique entraîne des déplacements plus importants à la rupture, en raison d'une plastification plus précoce. De plus, une fois passée la phase élastique, un comportement moins rigide est observé. L'influence sur la valeur d'effort horizontal à la rupture semble tout de même faible d'après les valeurs testées. En effet, l'écart observé est inférieur à 2,5%.

Le paramètre de résistance en traction des joints horizontaux peut également posséder une influence sur les résultats (Figure 6.9). En effet, lorsque cette valeur est inférieure à la résistance en traction de la brique, le comportement de ce modèle se rapproche du modèle considérant l'élasticité orthotrope des briques. Ce résultat est cohérent puisque la plastification des briques est ici limitée par la plastification des joints horizontaux. A noter qu'une faible variation a été observée entre la valeur de référence  $\sigma_{t,jh} = 690$  kPa et la valeur  $\sigma_{t,jh} = 600$  kPa, correspondant à la valeur moyenne des résultats expérimentaux d'arrachement du mortier-colle sur la brique.

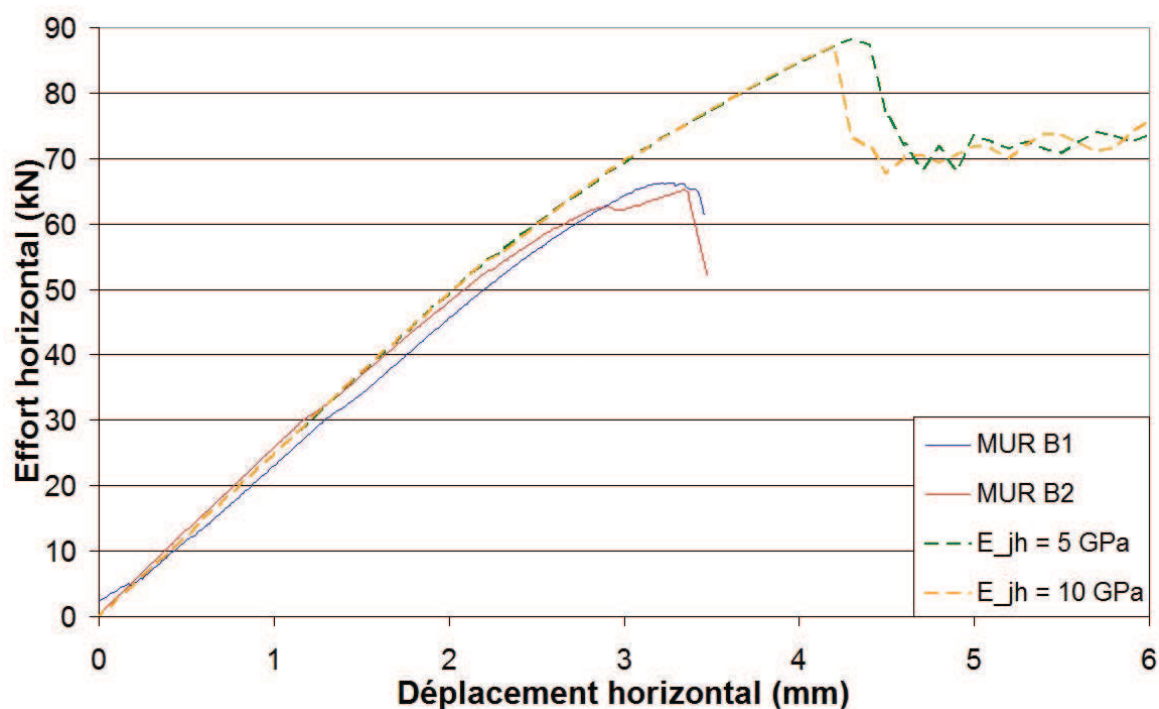


FIGURE 6.7 – Influence du module d'Young considéré pour les joints horizontaux de la maçonnerie ( $E_{jh}$ ) et comparaison avec les résultats expérimentaux. En considérant le critère CRIT1.

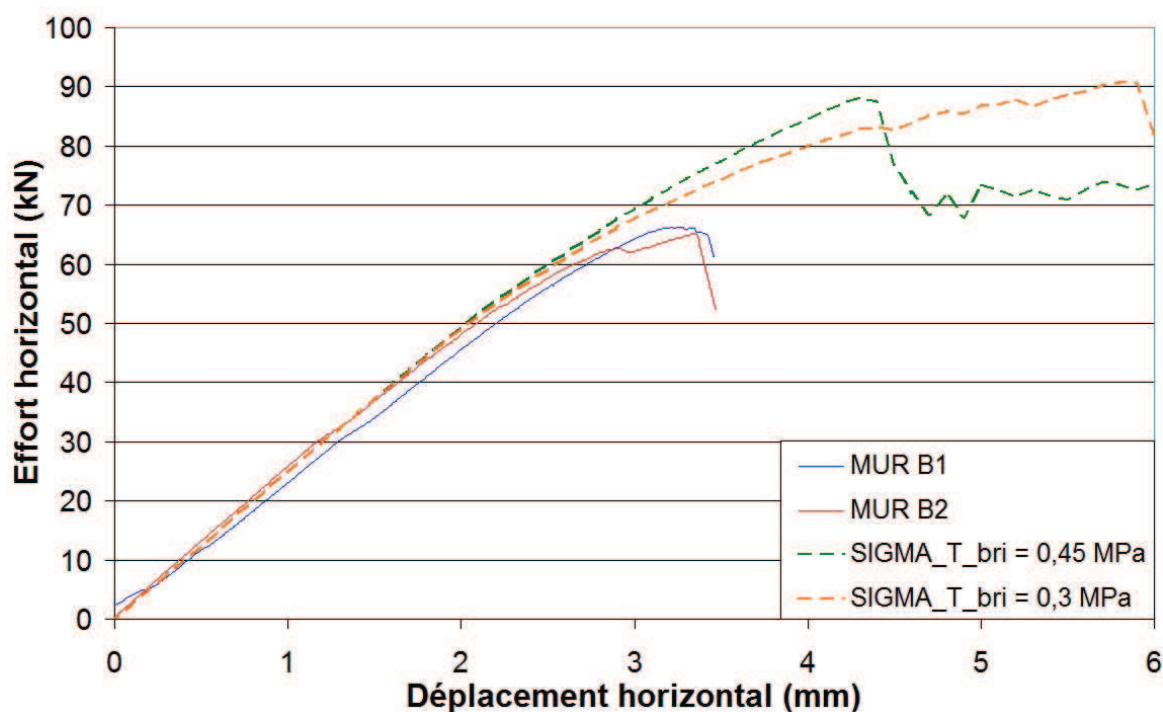


FIGURE 6.8 – Influence de la résistance en traction de la brique ( $\sigma_{t,bri}$ ) et comparaison avec les résultats expérimentaux. En considérant le critère CRIT1.

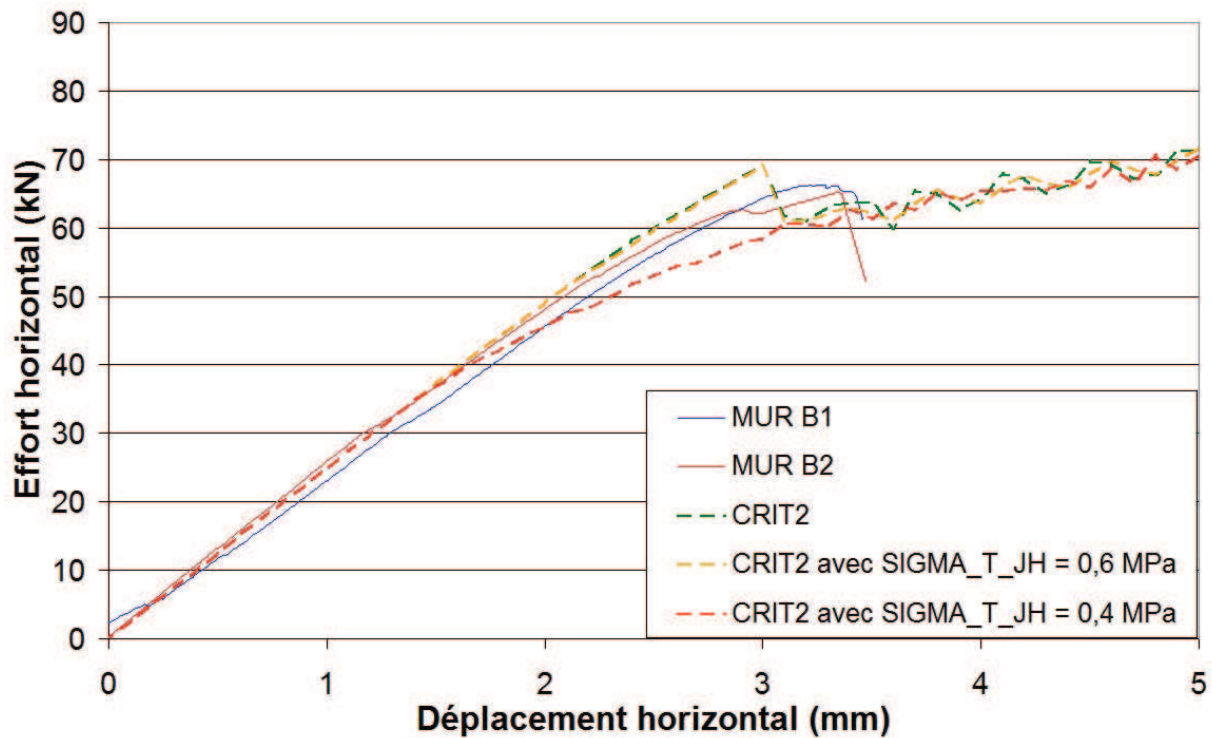


FIGURE 6.9 – Influence de la résistance en traction des joints horizontaux de la maçonnerie ( $\sigma_{t,jh}$ ) et comparaison avec les résultats expérimentaux.

Par conséquent, les paramètres les plus influents sont ceux du critère des joints horizontaux de la maçonnerie.  $c_{jh}$  et  $\phi_{jh}$  ont une influence sur le déplacement et la résistance au pic. Le paramètre  $\sigma_{t,jh}$  peut également influencer fortement les résultats, en particulier si sa valeur est inférieure à  $\sigma_{t,bri}$ .

La section suivante traite du calage des courbes du modèle sur les courbes expérimentales ainsi que le comportement du modèle.

### 6.3.5 Calage et comportement des modèles

#### a) Élasticité orthotrope des briques

Etant donné la faible sensibilité de ce modèle aux différents paramètres évoqués lors de l'analyse de sensibilité, le calage n'a pas concerné ces paramètres. De plus, ce modèle ne met pas en avant de rupture au sein de la maçonnerie. L'étude des déformations inélastiques au sein des joints horizontaux (Figure 6.10) montre un lien entre la variation des déformations inélastiques dans les joints horizontaux et les changements de pentes constatés après la première phase élastique. En effet, les déformations inélastiques commencent à apparaître au niveau des joints horizontaux J01, J02 et J04 au niveau du premier changement de pente, soit pour un déplacement horizontal de 1,8 mm.

Ces déformations sont principalement localisées au niveau du joint J01, comme le montre également la figure 6.11. En effet, la figure présente les déformations inélastiques au mo-

ment de la fin de la zone élastique (pour un déplacement horizontal de 1,8 mm) et pour un déplacement de 2,0 mm.

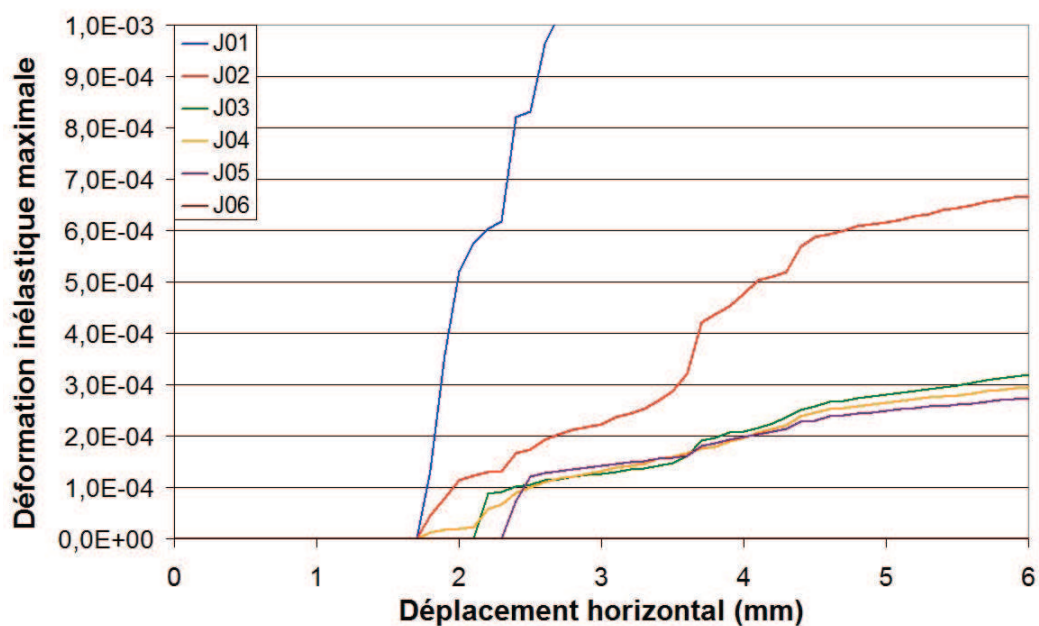


FIGURE 6.10 – Évolution des déformations inélastiques maximales au sein des joints horizontaux du modèle.

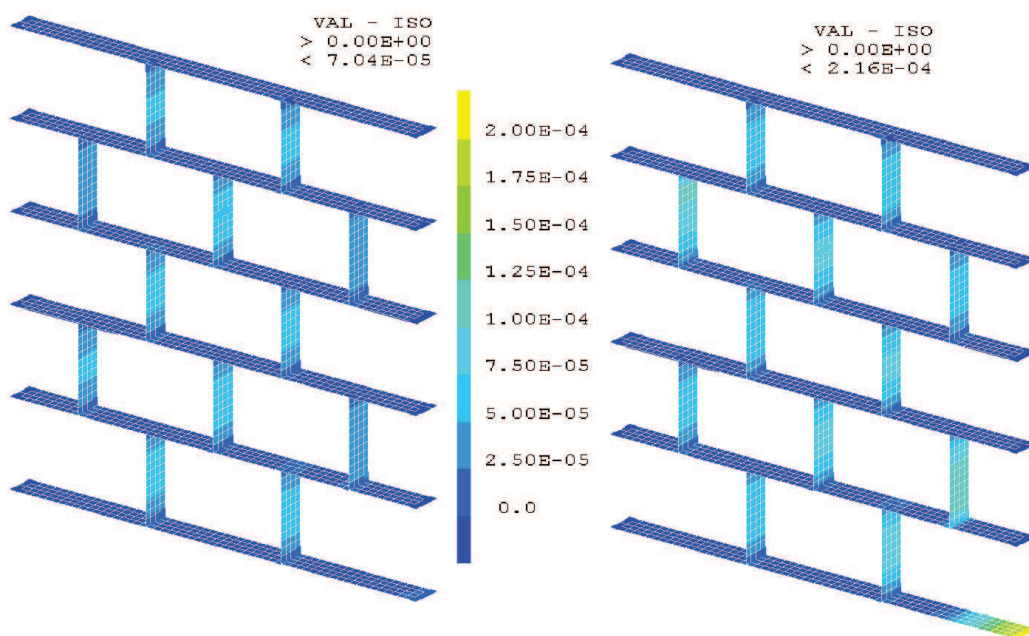


FIGURE 6.11 – Évolution des déformations inélastiques dans les joints horizontaux et verticaux. À gauche pour un déplacement de 1,8 mm ; à droite, 2,0 mm.

## b) Élasto-plasticité isotrope des briques

D'après l'analyse de sensibilité effectuée, il semble que les paramètres les plus appropriés pour modéliser le comportement de cette maçonnerie correspondent aux valeurs décrites dans le tableau 6.6. Ainsi, les valeurs considérées sont semblables à celles de l'analyse bibliographique et expérimentale. Le critère des joints horizontaux correspond au critère "CRIT2" présenté dans l'analyse de sensibilité. Par conséquent, seule la valeur de  $\phi_{jh}$  reste inférieure aux données de la bibliographie. La valeur considérée permet cependant d'obtenir un critère physiquement pertinent pour les joints horizontaux. Ces résultats permettent de reproduire l'effort à la rupture avec un écart inférieur à 5%. L'écart entre le déplacement à la rupture expérimental et numérique est lui proche de 10%. D'après le nombre de paramètres estimés lors de cette étude, ce résultat apparaît comme suffisamment précis. Comme l'a montré la section précédente, le modèle élasto-plastique permet de mettre en avant une chute brutale de l'effort horizontal appliqué.

Matériaux	Paramètres	Valeurs
Béton (Élastique)	$E_{bet}$	30 000 MPa
	$\nu_{bet}$	0,2
Briques (Drucker-Prager Parfait)	$E_{bri}$	1 100 MPa
	$\sigma_{c,bri}$	8 MPa
	$\sigma_{t,bri}$	0,45 MPa
	$\nu_{bri}$	0,2
Joints horizontaux (JOINT Mohr-Coulomb)	$E_{jh}$	5 000 MPa
	$c_{jh}$	0,323 MPa
	$\phi_{jh}$	25°
	$\sigma_{t,jh}$	0,69 MPa
	$\nu_{jh}$	0,2
	$e_{jh}$	1 mm
Joints verticaux (JOINT Mohr-Coulomb)	$E_{jh}$	1 100 MPa
	$c_{jv}$	0 MPa
	$\phi_{jv}$	30°
	$\sigma_{t,jv}$	0 MPa
	$\nu_{jv}$	0,2
	$e_{jv}$	1 mm

TABLE 6.6 – Valeurs utilisées permettant le calage des courbes Effort-Déplacement numériques sur les résultats expérimentaux.

Dans un premier temps, ce modèle est analysé en termes de distribution des contraintes. Les figures 6.12 et 6.13 permettent d'observer la distribution des contraintes normales au sein des joints horizontaux ainsi qu'au sein de la maçonnerie, respectivement. Ces distributions permettent de visualiser les zones de la maçonnerie où sont concentrées ces contraintes et leur variation au moment du pic d'effort horizontal. Les résultats montrent que la rupture affecte



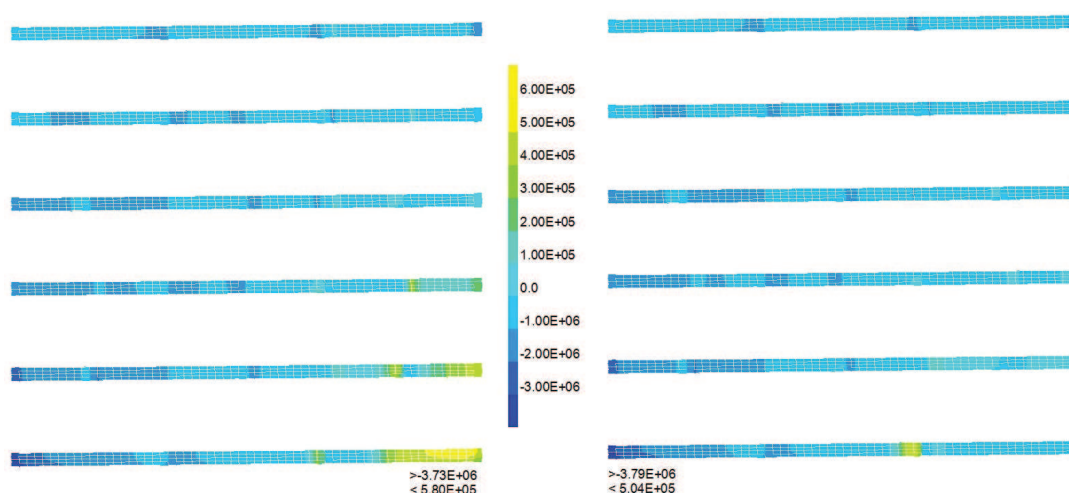


FIGURE 6.12 – Évolution de la contrainte normale dans les joints horizontaux. A gauche, au niveau du pic. A droite, après le pic. Six joints horizontaux sont représentés, correspondant aux joints entre briques et entre briques et poutres.

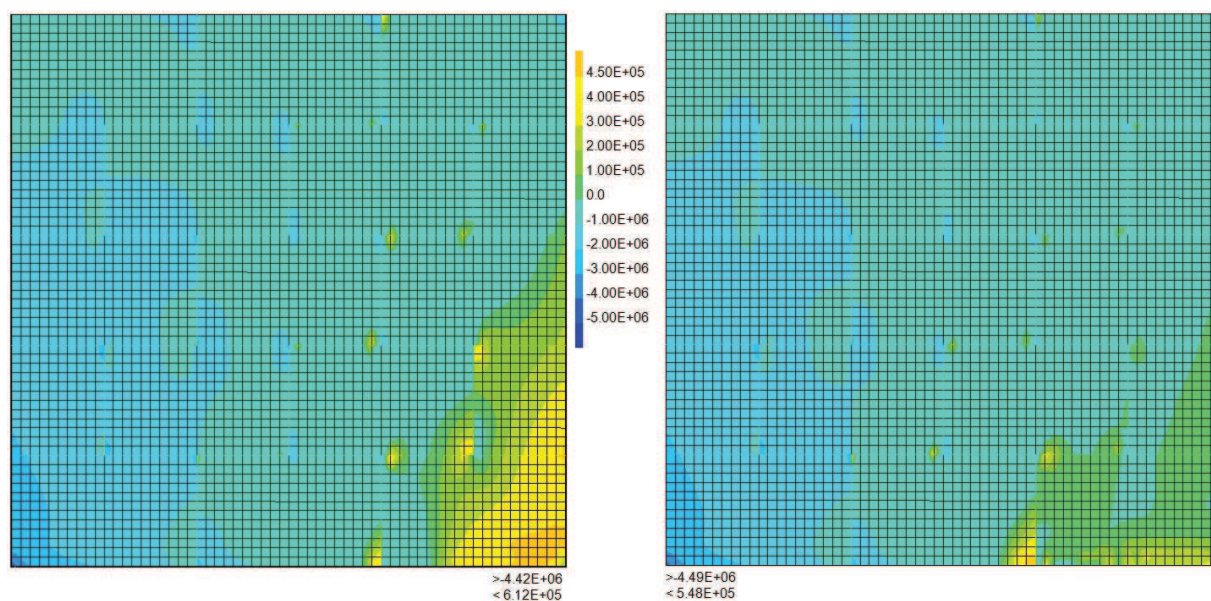


FIGURE 6.13 – Évolution de la contrainte  $\sigma_{zz}$  (MPa) au sein du modèle, sur la face extérieure. A gauche, au niveau du pic. A droite, après le pic.

la maçonnerie de manière générale. Cependant, afin de pouvoir afficher ces répartitions de contraintes, il est nécessaires de les exprimer au noeuds des éléments, à partir des résultats obtenus aux points de Gauss de chaque élément. Par conséquent, lors de cette interpolation des résultats au sein d'une brique par exemple, les valeurs présentes au sein des joints adjacents peuvent perturber les valeurs calculées.

L'analyse des déformations inélastiques montre que la brique référencée BR11 est le premier élément du modèle à entrer dans le domaine plastique (figure 6.14). En effet, on remarque

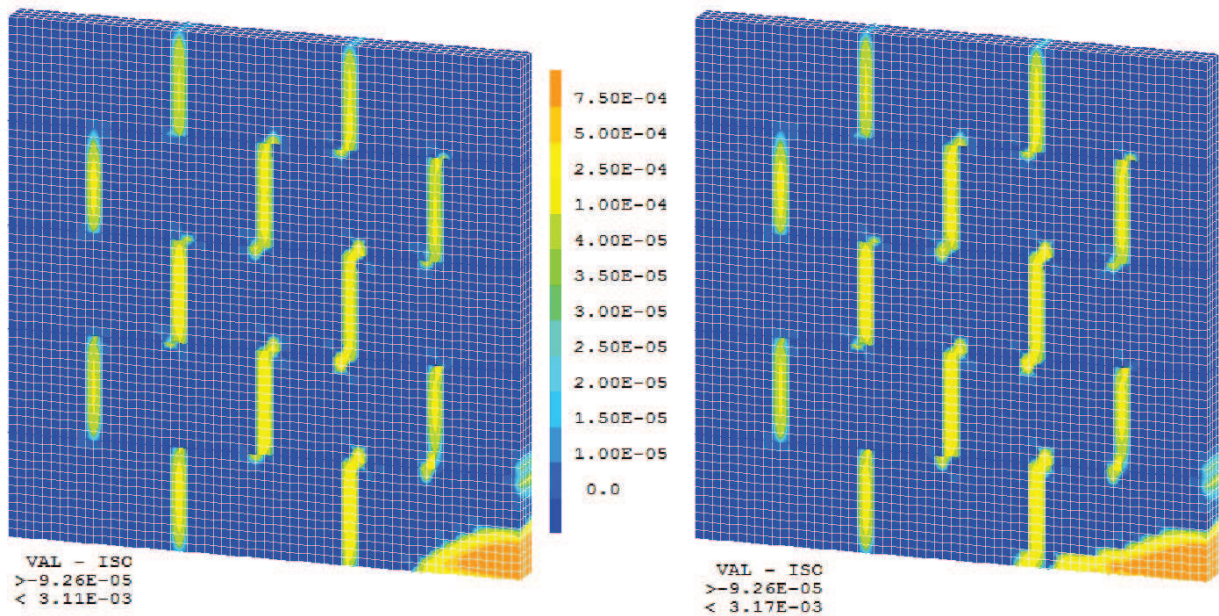


FIGURE 6.14 – Valeurs des déformations inélastiques au sein de la maçonnerie. A gauche, pour un déplacement horizontal de 3,0 mm (pic) ; à droite, 3,1 mm.

que les déformations inélastiques sont principalement concentrée au niveau de la brique BR11. Elles sont également présentes, dans une moindre mesure, au niveau des joints verticaux de la maçonnerie.

Le tracé de l'évolution des contraintes maximales permet cependant d'obtenir des valeurs plus pertinentes sur l'évolution des contraintes (ou déformations) au sein d'un élément particulier, les valeurs étant récupérées directement aux points de Gauss. La figure 6.15 présente schématiquement l'état de déformations inélastiques au pic d'effort horizontal. Ce schéma a été réalisé en considérant l'évolution de la valeur maximale des déformations inélastiques (en traction) au sein de chaque brique. En effet, l'évolution de ces déformations montrent que chaque brique finit par atteindre, localement, un palier de déformation, provoquant ainsi une transmission des contraintes de cisaillement à un élément voisin. Ces résultats montrent donc bien une plastification globale du modèle, pouvant correspondre à une rupture globale de la maçonnerie, expérimentalement. Par comparaison, les déformations inélastiques maximales au sein des joints horizontaux montre que ceux-ci n'atteignent pas de palier (Figure 6.16). Par conséquent leur plastification n'entraîne pas la rupture de la maçonnerie. Celle-ci étant liée à la plastification des briques.

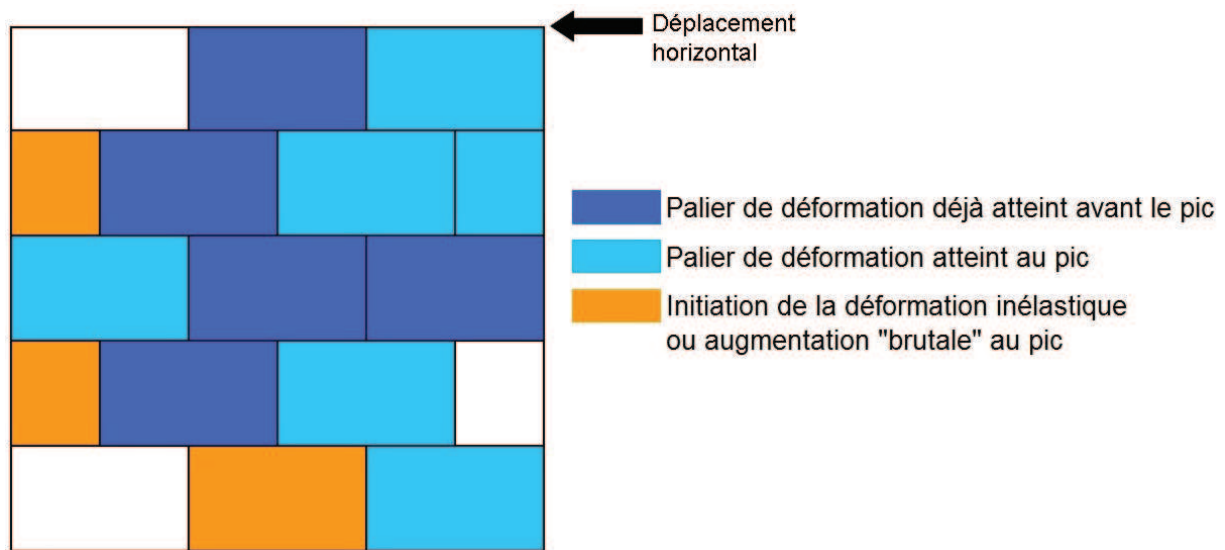


FIGURE 6.15 – Schéma de principe de l'évolution de la valeur maximale de la déformation inélastique au sein des briques.

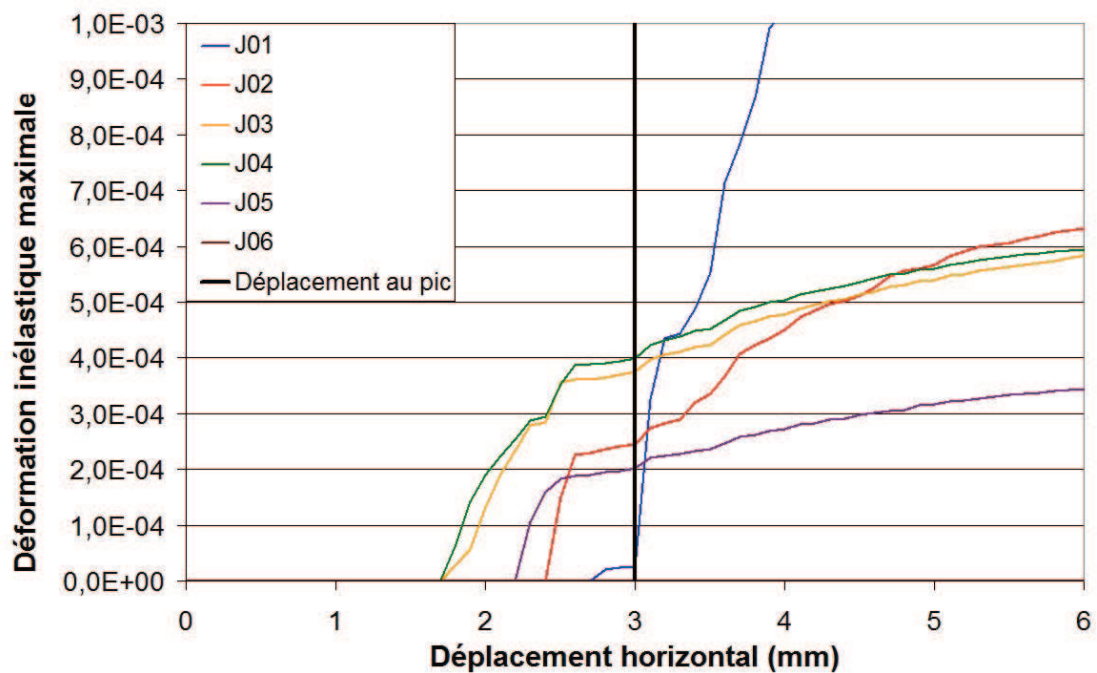


FIGURE 6.16 – Évolution des déformations inélastiques au sein des joints horizontaux lors du chargement horizontal.

## 6.4 Résultats pour les murs enduits

Les couches d'enduits ont été modélisées par quatre éléments dans leur épaisseur afin de limiter l'influence du maillage sur la répartition des contraintes au sein de cette couche. L'analyse à l'échelle locale (Chapitres 2 et 3) n'a pas permis d'obtenir d'informations sur le



comportement en traction de l'interface entre l'enduit et son support. Par conséquent, les critères des interfaces seront considérés non tronqués en traction. Ainsi, la valeur de résistance à la traction de l'interface pour l'enduit isolant  $\sigma_{t,int,iso}$  est prise égale à 8 kPa. De la même manière, la valeur correspondante pour l'enduit MGF ( $\sigma_{t,int,mgf}$ ) est prise égale à 200 kPa. Les paramètres de la maçonnerie nue sont donc conservés, tout comme les paramètres des enduits et des interfaces avec la maçonnerie. Les résultats ont été présentés dans la figure 6.17 qui regroupe les courbes Effort-Déplacement correspondantes.

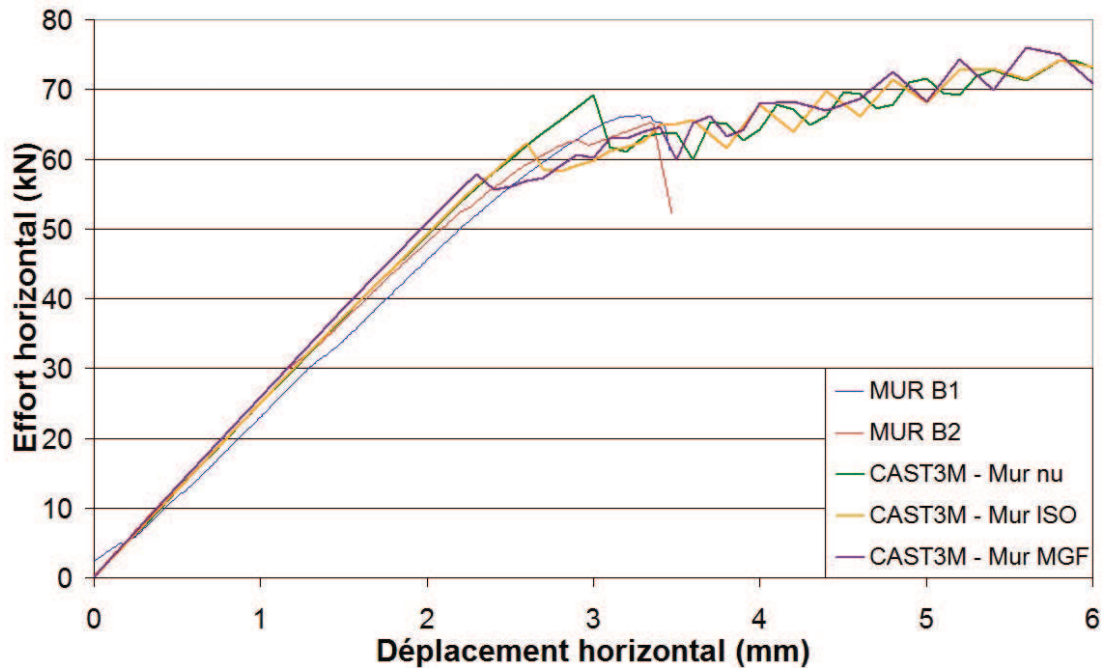


FIGURE 6.17 – Comparaison entre le mur nu et les murs enduits (MGF à venir).

Les résultats obtenus ne permettent pas de corroborer le comportement expérimental des murs enduits, que ce soit avec l'enduit isolant ou l'enduit MGF. En effet, la couche d'enduit semble donner une rigidité plus grande à la maçonnerie, en particulier pour la maçonnerie recouverte d'enduit MGF. Ce point étant cohérent avec les expérimentations réalisées. Cependant, ce modèle ne permet pas de mettre en évidence des faciès de ruptures similaires à ceux obtenus expérimentalement. De plus, numériquement, l'ajout d'une couche d'enduit provoque une rupture pour de plus faibles valeurs d'effort horizontal. Ceci est également incohérent avec les expérimentations.

La figure 6.18 présente l'évolution des déformations inélastiques maximales au sein des deux briques les plus sollicitées (BR11 et BR12). On remarque tout d'abord un comportement similaire de la rupture pour les trois configurations testées. En effet, au moment du pic de chargement horizontal, la brique BR11 atteint son palier de déformations inélastiques. De plus, au même instant, les déformations inélastiques s'amorcent au sein de la brique BR12. Cependant, les valeurs de paliers de déformations pour la brique BR11 sont plus faibles pour les murs enduits que pour le mur nu. Ces résultats montrent une influence de la couche d'enduit sur la plastification de la brique. La figure 6.19 montre cependant un faciès de rupture semblable à celui de la figure 6.14. On remarque néanmoins la présence de déformations

inélastiques au coin inférieur gauche (opposé au chargement horizontal). La compréhension de ce phénomène demande encore à être approfondie.

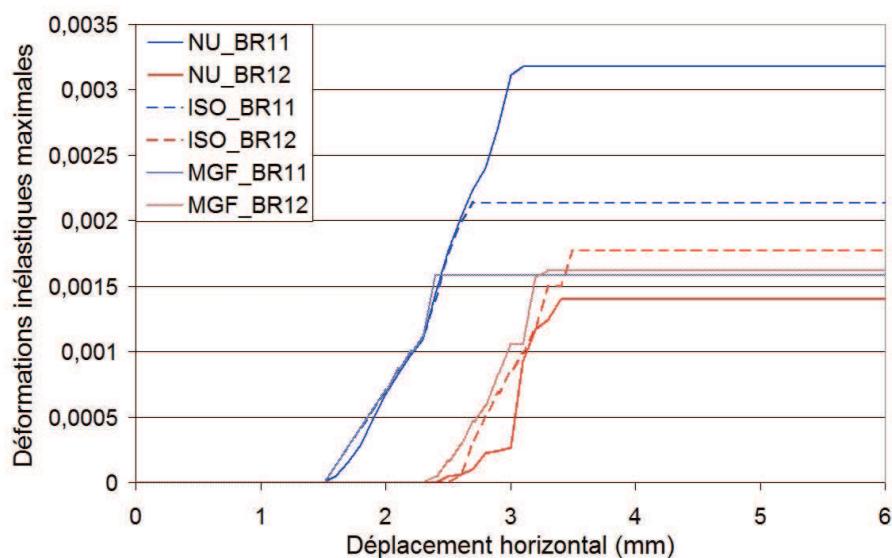


FIGURE 6.18 – Comparaison entre le mur nu et les murs enduits (MGF à venir).

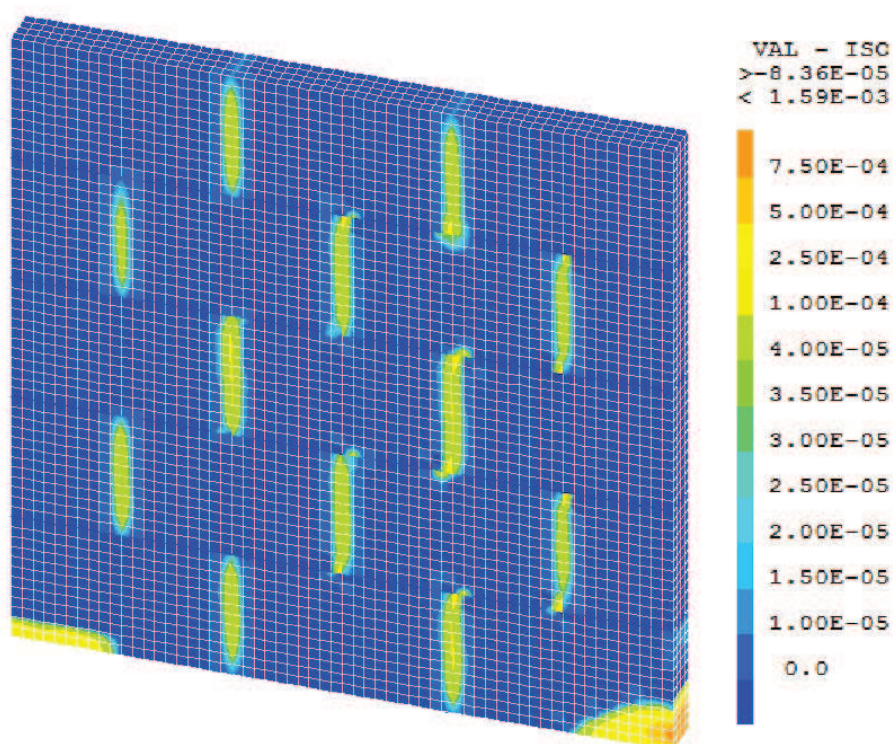


FIGURE 6.19 – Déformations inélastiques au sein des briques pour la maçonnerie enduite avec ISO. Résultats au pic.

## 6.5 Conclusions et perspectives

Ce chapitre a permis d'étudier deux méthodes différentes de micro-modélisation d'une maçonnerie. La première méthode a consisté à considérer les briques comme un matériau élastique orthotrope. Les résultats ont tout d'abord permis de retrouver l'ordre de grandeur des paramètres d'élasticités mesurés par corrélation d'images (Chapitre 5), malgré une sur-estimation de l'ordre de 25%. Pour ce modèle, une influence faible des différents paramètres est constatée, limitant les possibilités de calage du modèle. Une raison possible est que ce modèle ne permet que des ruptures inter-briques, empêchant ainsi le développement d'un faciès de rupture semblable à l'expérimental.

Pour palier à cet inconvénient, un comportement élasto-plastique isotrope des briques est alors pris en compte par l'intermédiaire d'un critère de Drucker-Prager Parfait. Avec ce nouveau modèle, un léger recalage du module d'Young est au préalable nécessaire. Les résultats montrent une bonne convergence, comparée au modèle orthotrope. Ce résultat justifie l'utilisation d'un module d'Young isotrope. Ce choix de modèle génère une rupture de la maçonnerie qui se transmet de briques en briques. Le mode de rupture ne permet pas de reproduire clairement un faciès de rupture similaire à celui observé expérimentalement. Il produit des effets conséquents sur les courbes effort-déplacement qu'une analyse plus poussée devra justifier.

Une couche d'enduit a été ajoutée à ce dernier modèle, de manière analogue à l'expérience présentée au chapitre 5. Les résultats ne permettent pas de reproduire les comportements observés expérimentalement. La prise en compte d'un modèle avec radoucissement, pour les briques et l'enduit, paraît être une piste d'amélioration intéressante.





# Chapitre 7

## Conclusion et perspectives

Ces travaux de thèse avaient pour objectif d'étudier le comportement mécanique d'un enduit extérieur innovant pour l'isolation thermique des bâtiments et appliqué par projection sur un support surfacique structurel. Plus particulièrement, ces travaux concernent la caractérisation de l'interface entre cet enduit et son support. Il s'agit de s'assurer de sa tenue mécanique ainsi que de sa pérennité.

L'essai slant-shear a permis, dans un premier temps, d'obtenir un critère expérimental de résistance de l'interface entre l'enduit et son support béton. A titre de comparaison, cette étude a été menée pour deux enduits. Un enduit classique appelé Monorex GF qui a servi de référence et l'enduit isolant. La modélisation numérique de ces essais a permis de reproduire les résultats expérimentaux en sélectionnant le modèle de comportement et en utilisant les paramètres déduits des expérimentations. Elle a également mis en évidence les concentrations de contraintes liées aux grandes différences de rigidités entre les enduits et leur support. Malgré l'absence de radoucissement, le modèle permet d'estimer l'occurrence de la rupture de l'interface. Les résultats ont montré une bonne correspondance pour les éprouvettes recouvertes d'enduit MGF. Malgré un module d'Young entre 100 et 200 fois inférieur à celui du béton, les concentrations de contraintes n'ont pas montré d'impact sur les résultats expérimentaux. A contrario, une différence de 14% a été observée pour l'angle de frottement du critère de l'interface entre l'enduit isolant et son support. Cet écart est attribué en premier lieu à la différence de module d'Young qui est 6000 fois inférieur à celui du support. Globalement, les résultats montrent que l'essai slant-shear est approprié pour obtenir une estimation convenable de l'accroche entre un matériau d'ajout et son support, comme cela avait été trouvé dans la recherche bibliographique.

A l'échelle d'un mur, des expériences ont été menées sur murs nus et enduits à l'aide des deux matériaux étudiés dans la première partie. Les modes de ruptures constatés pour les murs nus traduisent une prépondérance du phénomène de cisaillement. Un mode de rupture similaire a été obtenu pour les murs recouverts de l'enduit isolant. Ces résultats autorisent une comparaison de ces deux configurations. A contrario, le mode de rupture en flexion obtenu pour les murs recouverts de l'enduit MGF n'a pas permis de comparer l'impact de cet enduit sur le comportement au cisaillement de la maçonnerie. De manière générale, l'enduit isolant a montré une bonne accroche avec son support. En effet, les fissures observées au niveau de l'enduit correspondent à la propagation de la fissuration constatée au sein de la maçonnerie. Ces résultats sont encourageants du point de vue de la pérennité de cette solution d'isolation thermique. Lors de cette étude, la corrélation d'images a été un outil majeur pour le traitement des résultats. En premier lieu pour mesurer les déformations et

détecter l'apparition de fissures. En complément, cette technique a permis de quantifier les déformations du portique de chargement et corriger ainsi les résultats obtenus.

Les différentes configurations d'essais ont été modélisées. Les paramètres utilisés ont été définis expérimentalement ou par l'analyse bibliographique. Un premier modèle a pris en compte un comportement élasto-plastique des joints de maçonnerie et un comportement élastique orthotrope des briques. Ce modèle n'a pas permis de mettre en évidence une rupture comparable à celle observée expérimentalement. Afin de prendre en compte une rupture au sein des briques, un comportement élasto-plastique isotrope a été utilisé. La rupture a été constatée pour des valeurs d'effort et de déplacement comparables à l'expérimental. Cependant, le faciès de rupture expérimental n'a pas pu être reproduit numériquement car le modèle de plasticité ne permet pas de détecter la fissuration du matériau. De plus, l'ajout d'une couche d'enduit conduit, numériquement, à une diminution de l'effort à la rupture, contrairement aux résultats expérimentaux. Ainsi, malgré le critère de plasticité assez simple utilisé, ce modèle permet tout de même de bien reproduire la rupture de la maçonnerie nue.

En perspectives, l'utilisation d'éprouvettes parallélépipédiques pour l'essai slant-shear permettrait de simplifier l'analyse expérimentale et numérique. Premièrement, cela permettrait une utilisation plus facile de la corrélation d'images. De plus, un modèle en deux dimensions pourrait être utilisé pour reproduire les résultats expérimentaux. L'utilisation d'un modèle avec radoucissement permettrait de mieux mettre en évidence la rupture de l'interface. Il pourrait être intéressant d'utiliser un tel modèle pour observer l'influence de la fragilité de la rupture sur les résultats. Afin de compléter le critère obtenu, d'autres essais doivent être utilisés pour caractériser la résistance de l'interface dans la zone de traction.

A l'échelle du mur, des essais similaires, sous un chargement plus important, devraient permettre d'obtenir une rupture pour un mur recouvert de l'enduit MGF. Ainsi, une comparaison pourrait être effectuée sur l'apport de cet enduit sur la résistance au cisaillement de la maçonnerie. D'un point de vue numérique, la calibration du modèle plastique des briques pourrait mettre en avant les paramètres susceptibles d'avoir une influence sur le mode de rupture. D'autres modèles sont également possibles, afin de prendre en compte l'endommagement des briques, mais également celui de l'enduit. De plus, une étude paramétrique sur l'influence de l'effort de préchargement vertical permettrait de se placer dans une configuration de rupture en cisaillement du mur recouvert de l'enduit MGF. L'influence des joints verticaux sur le comportement en cisaillement pourrait apporter des informations sur le comportement au séisme de la maçonnerie. Enfin, l'étude du comportement de ce type de mur enduit sous sollicitations dynamiques permettrait de compléter les connaissances acquises sur la tenue mécanique de cet enduit.

# Chapitre 8

## Annexes

### 8.1 Protocole expérimental pour l'essai sur murs

Les éprouvettes testées sont des murs constitués de 15 briques GFR20 (Wienerberger). Les maçonneries ont pour dimensions 1,5m x 1,5m x 0,20m. Les joints horizontaux de la maçonnerie ont été assemblés par mortier de joints mince et les joints verticaux laissés secs. Chaque mur est monté entre deux poutres en béton armé de 1,80 m x 0,25 m x 0,25 m, centrées par rapport au mur et servant au blocage sur le portique (poutre inférieure) et à l'application des efforts (poutre supérieure). La poutre inférieure est maintenue à deux stabilisateurs pour sécuriser le montage de la maçonnerie ainsi que le stockage.

L'essai de cisaillement nécessite un pré chargement vertical du mur qui est effectué par les deux vérins électriques (VE1 et VE2) de 120 kN chacun. La sollicitation horizontale de cisaillement est appliquée avec le vérin hydraulique (VH) de 300 kN. Chaque vérin a une course de 200 mm.

#### 8.1.1 Portique : généralités

Le portique de chargement du LOCIE est principalement constitué de 4 éléments en acier (HEB 400 ou inertie équivalente). La figure 8.1 montre une vue globale du portique avec ses dimensions générales et la numérotation des éléments (poutres et poteaux). La hauteur de la poutre n°2 peut être ajustée suivant les conditions d'essais. Les vérins peuvent être positionnés le long des éléments n°2 et n°4. Ainsi, ce dispositif permet de positionner verticalement et horizontalement les 3 vérins utilisés pour ces essais.

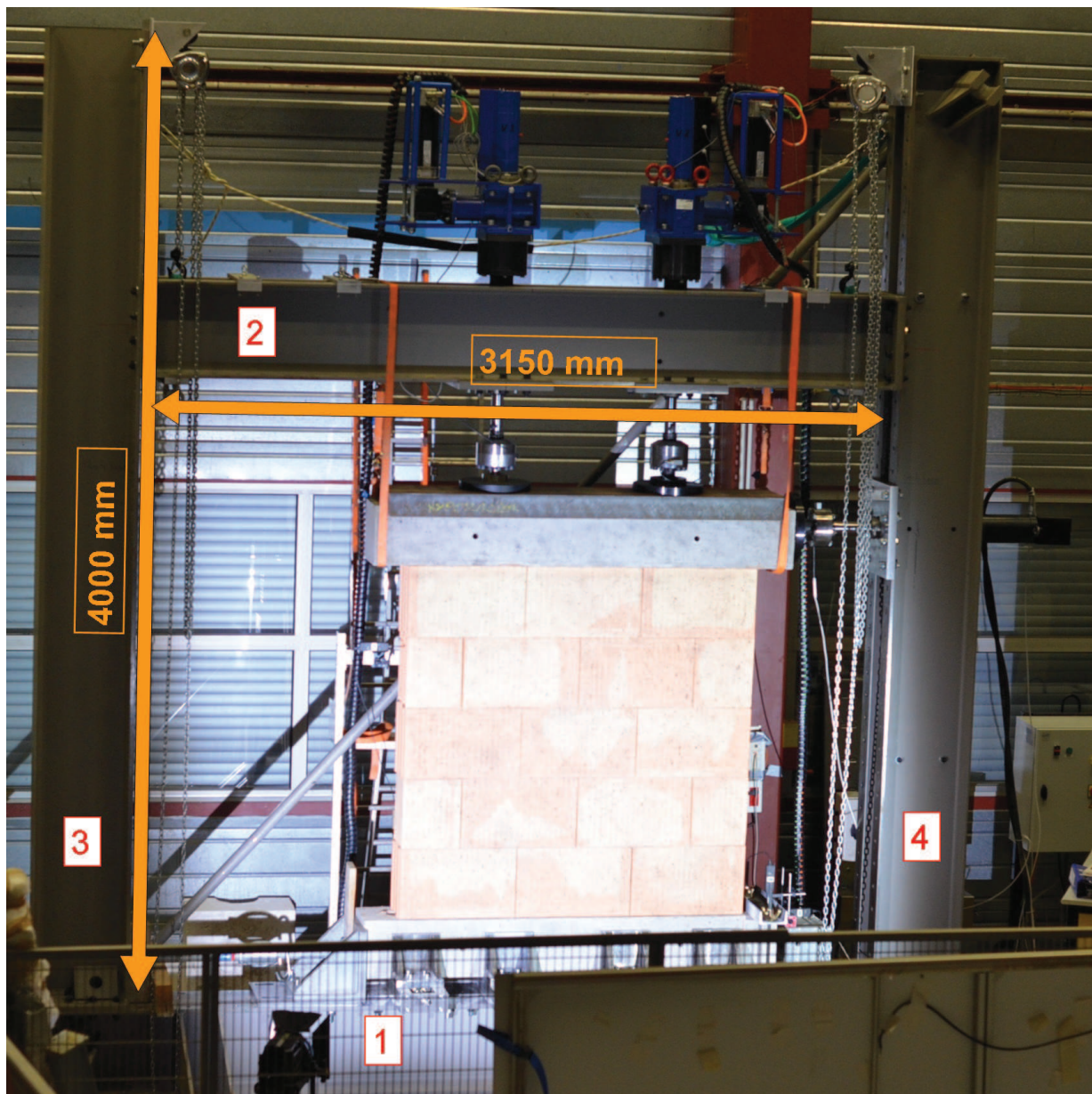


FIGURE 8.1 – Portique de chargement du LOCIE. Dimensions globales et numérotation des poutres et poteaux.

### 8.1.2 Positionnement des vérins

Les 3 vérins ont tout d'abord été positionnés de manière à permettre aux vérins électriques (VE1 et VE2) d'exercer une précharge centrée sur la maçonnerie (Figure 8.2). Le vérin hydraulique (VH) est ensuite positionné de manière à appliquer le déplacement au centre de la section de la poutre supérieure de l'éprouvette.



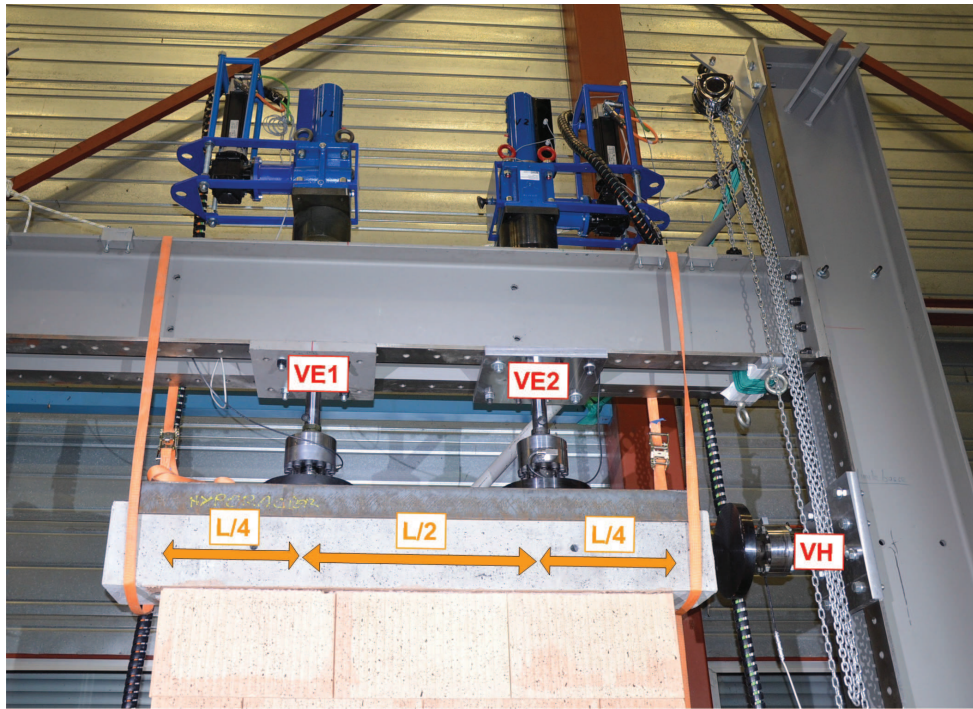


FIGURE 8.2 – Position des vérins sur le portique. Avec  $L$  la longueur de la maçonnerie.

### 8.1.3 Blocages de la poutre inférieure sur le portique

Trois systèmes ont été utilisés pour maintenir la poutre inférieure sur le bâti. Premièrement, 4 mors de serrage ont été positionnés sur la poutre n°1 afin de répartir leur action sur l'ensemble de la poutre inférieure de la maçonnerie (Figure 8.3). Le rôle est principalement le maintien de cette poutre mais également son centrage hors plan par rapport au portique.



FIGURE 8.3 – Position des mors de serrage/centrage.

Ensuite, un appui latéral permet d'éviter le glissement de la poutre, cet appui est soutenu par un étau, par sécurité. Enfin, un système de tirant permet de maintenir verticalement cette poutre et donc d'empêcher son soulèvement lors de l'essai.

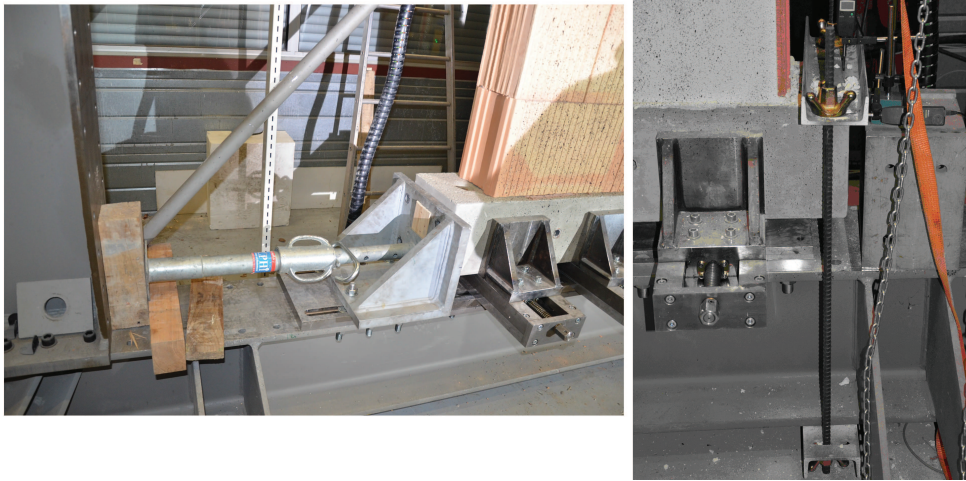


FIGURE 8.4 – *Blocages de la poutre inférieure par rapport au glissement (gauche) et au soulèvement (à droite).*

#### 8.1.4 Mise en place de l'éprouvette

La poutre n°2 doit être levée pour faciliter l'introduction de l'éprouvette au sein du portique. La disposition des éprouvettes doit être réalisée avec précaution pour éviter d'endommager la maçonnerie. Pour ce faire, l'éprouvette doit être portée par le bas, ainsi les efforts de traction au sein de la maçonnerie sont évités lors de la manutention. L'utilisation d'un gerbeur électrique utilisé avec une poutre en acier et deux sangles de levage (Figure 8.5) permet une mise en place en douceur.

Une fois l'éprouvette installée dans le portique et la poutre inférieure maintenue à celui-ci, il est possible d'installer le système de rouleaux (Figure 8.6). Une fois cette opération terminée, la poutre n°2 du portique peut être abaissée en position pour l'essai.



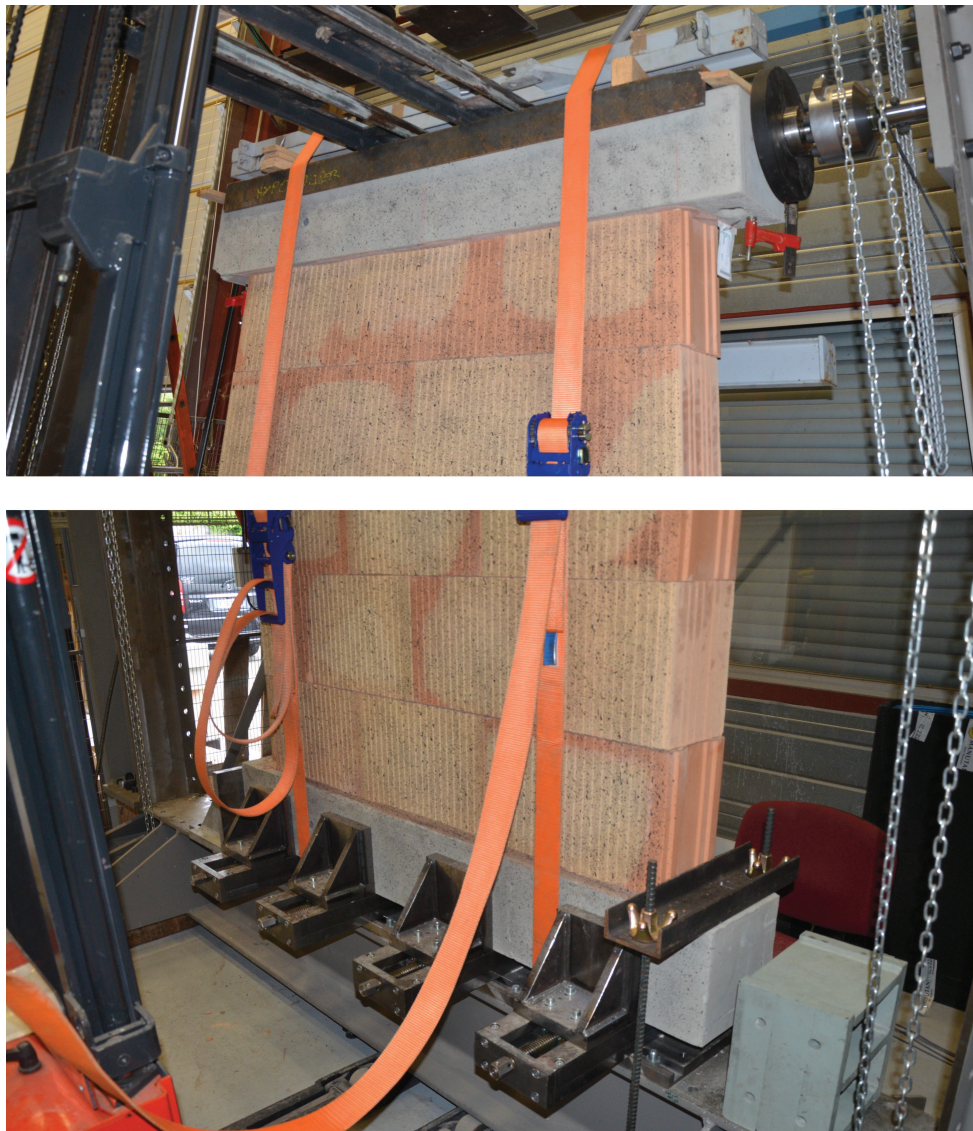


FIGURE 8.5 – Mise en place de l'éprouvette au sein du portique de chargement.



FIGURE 8.6 – *Système de rouleaux avant la pose de l'UPN 300.*

### 8.1.5 Mise en place des systèmes de mesures

Trois comparateurs de déplacements ont été utilisés. Les deux premiers à droite de la poutre inférieure pour mesurer son déplacement vertical et horizontal, respectivement. Le troisième est utilisé pour mesurer le déplacement horizontal au niveau de la 4ème rangée de briques de la maçonnerie, à gauche. Chaque comparateur est relié à la "Centrale Mitutoyo".

Les autres mesures sont réalisées par corrélation d'images prises par la caméra (sur le mur préalablement moucheté). Le système de prises d'images comprend une caméra haute définition (16 M de pixels) et deux projecteurs.

Les données expérimentales (les capteurs d'efforts et de déplacements des 3 vérins, les 3 comparateurs de déplacements ainsi que la prise d'images) sont récupérées et synchronisées par l'application nommée "ALPHI.exe". A noter que le paramétrage de la caméra (centrer l'image, vérifier la luminosité, la mise au point,...) se fait au préalable, en utilisant l'application « application.exe » sur le bureau.

Brancher le câble en sortie du QuantX pour récupérer les informations des capteurs des vérins avec la centrale d'acquisition. Brancher ensuite la centrale d'acquisition au PC, ainsi que la caméra et la centrale Mitutoyo.

Démarrer l'application "ALPHI.exe" une fois tous les branchements effectués.

### 8.1.6 Paramétrage des vérins électriques et hydraulique

VH : asservissement (en vitesse et en palier) : déplacement

Vitesse : 1 mm/min (0,017 mm/s)

Palier initial : 0 mm

Incrément : 1 mm

VE1 et VE2 : asservissement (en vitesse et en palier) : force

Vitesse : 0,5 kN/s

Palier initial : 1 kN

Incrément : 10 kN

Cliquer sur "Départ" et lancer l'acquisition puis l'enregistrement au niveau de la centrale d'acquisition. Attendre une dizaine de secondes pour que la caméra prenne des images "identiques" de l'éprouvette (servant à mesurer la précision de la corrélation d'images).

Appuyer sur F5 puis F9 pour lancer l'approche de VE1 et VE2, respectivement (1 kN chacun).

Appuyer sur F4 (pour passer outre l'approche de VH).

Appuyer sur F5 et F9 pour lancer chaque pas de chargement de 10 kN pour VE1 et VE2, respectivement (jusqu'à appliquer 101 kN par vérin).

Appuyer sur F1 pour lancer chaque pas de déplacement de 1 mm pour VH, jusqu'à rupture.

Arrêter l'acquisition une fois la rupture obtenue.



## 8.2 Résultats complémentaires pour les murs

Les essais concernent les références B1 et B2 pour les murs nus ; B3 et B4 pour les murs avec enduit MGF ; B6 et B7 pour les murs avec enduit ISO. Les déformations en cisaillement permettent de visualiser l'apparition de la fissuration pour les murs nus et recouverts de l'enduit isolant. La figure 8.7 montre un exemple de faciès de rupture pour la maçonnerie référencée B1 (mur nu). La figure 8.8 montre un exemple de faciès de rupture pour la maçonnerie référencée B6 (mur avec enduit ISO). A noter que la fissuration est observée au niveau de la couche d'enduit pour cette dernière.

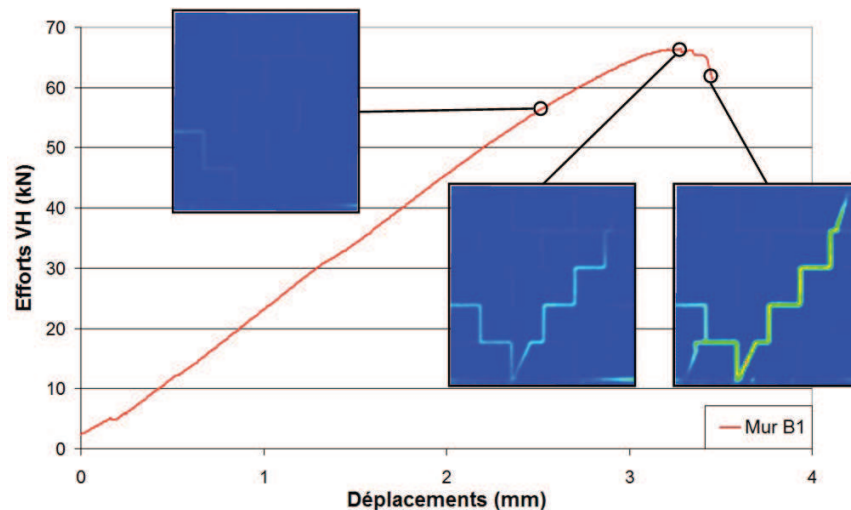


FIGURE 8.7 – Évolution de la fissuration pour le mur nu B1.

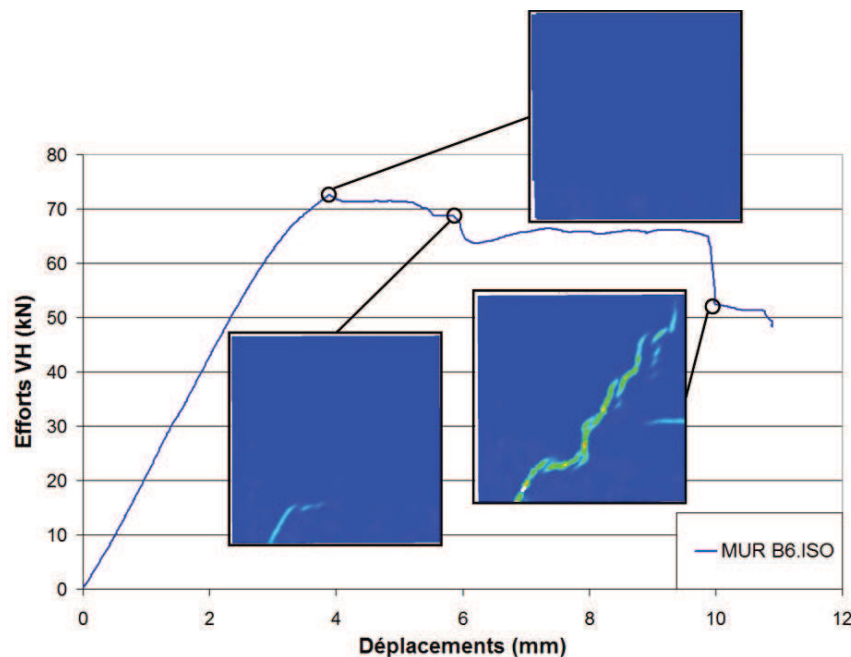


FIGURE 8.8 – Évolution de la fissuration pour le mur avec enduit isolant B6.

## 8.3 Fonctionnement général du logiciel 7D

Le logiciel 7D permet de traiter les images prises lors de l'essai pour déterminer les champs de déplacements à la surface de l'éprouvette. Le fonctionnement du logiciel est composé de 4 étapes allant de la sélection des images à étudier à la visualisation des résultats en termes de déplacements ou déformations, par exemple.

### 8.3.1 Sélection des images

Dans un premier temps, il faut sélectionner les images à utiliser pour la corrélation d'images. Ces images sont listées à gauche sur la figure 8.9. Lors de cette étape il est également possible de comparer les images dites "identiques" pour mesurer la précision du système de prise d'images.

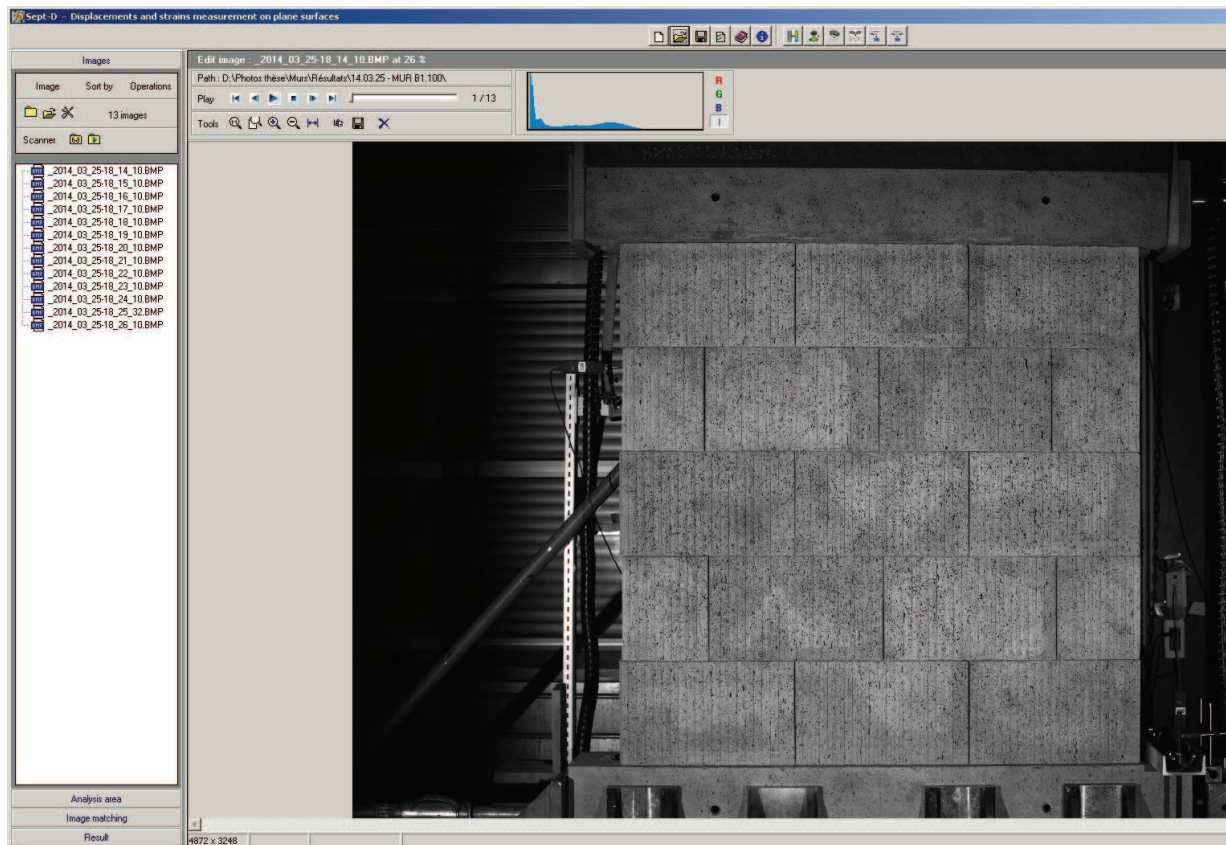


FIGURE 8.9 – Logiciel 7D : choix des images utilisées. Exemple pour le mur B1.

### 8.3.2 Sélection de la zone d'étude

La seconde étape permet de définir la zone d'étude ainsi que les dimensions du maillage ("grid step") et de la fenêtre de corrélation ("pattern") (Figure 8.10). Ces deux paramètres étant les plus importants pour la corrélation d'images. Sur la figure 8.10, la zone en jaune présente la zone à étudier par le logiciel.

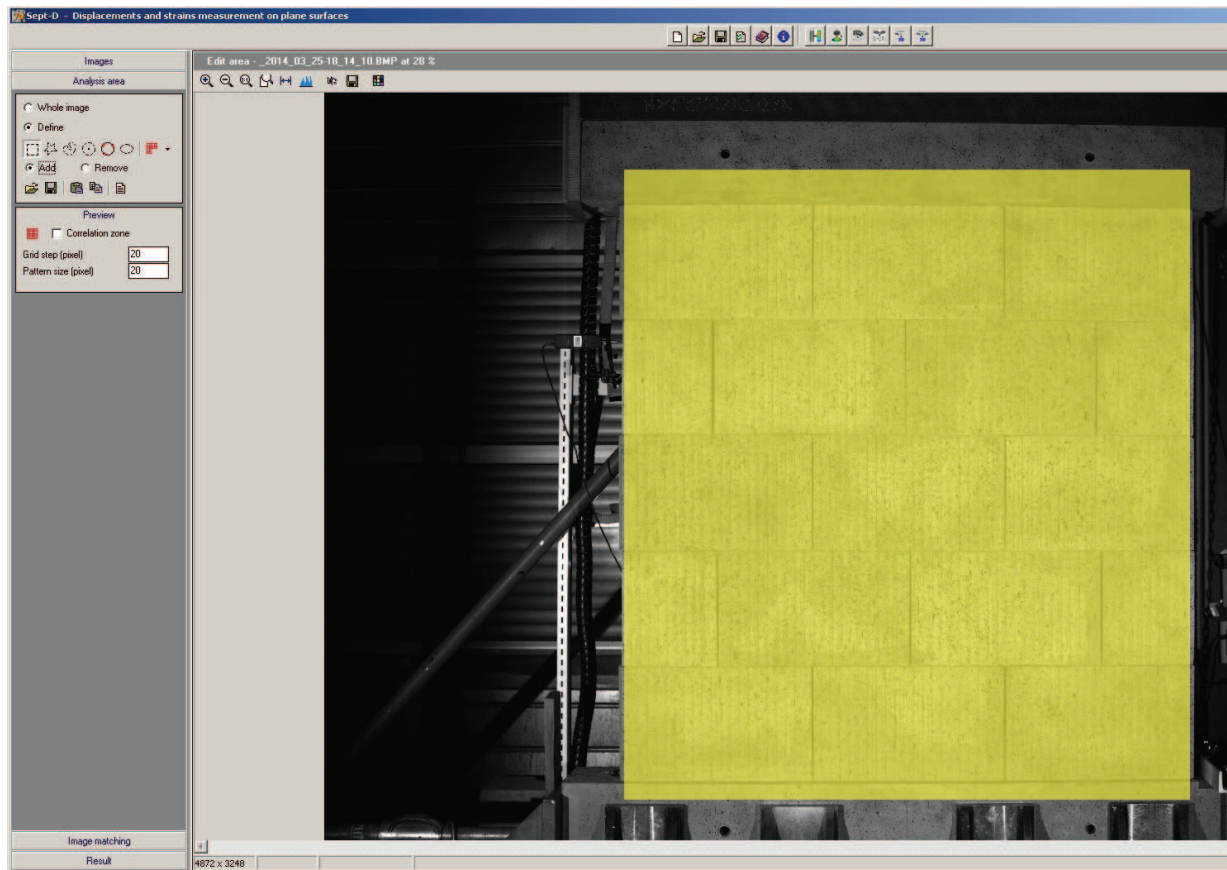


FIGURE 8.10 – Logiciel 7D : choix de la zone d'étude, du maillage "grid step" et de la fenêtre de corrélation "pattern".

### 8.3.3 Corrélation

La troisième partie permet d'accéder aux paramètres plus avancés du logiciel comme le type d'interpolation (bilinéaire ou bicubique) par exemple. Il est également possible de choisir le point de comparaison pour chaque image : soit la première image est conservée comme image de référence soit, pour chaque image, son image antérieure est considérée comme référence.

Une fois la corrélation lancée, il est également possible d'observer son avancement (à gauche de l'image, figure 8.11). Ici, on remarque que la corrélation est en cours et que l'on observe des corrélations de 100% pour celles terminées.



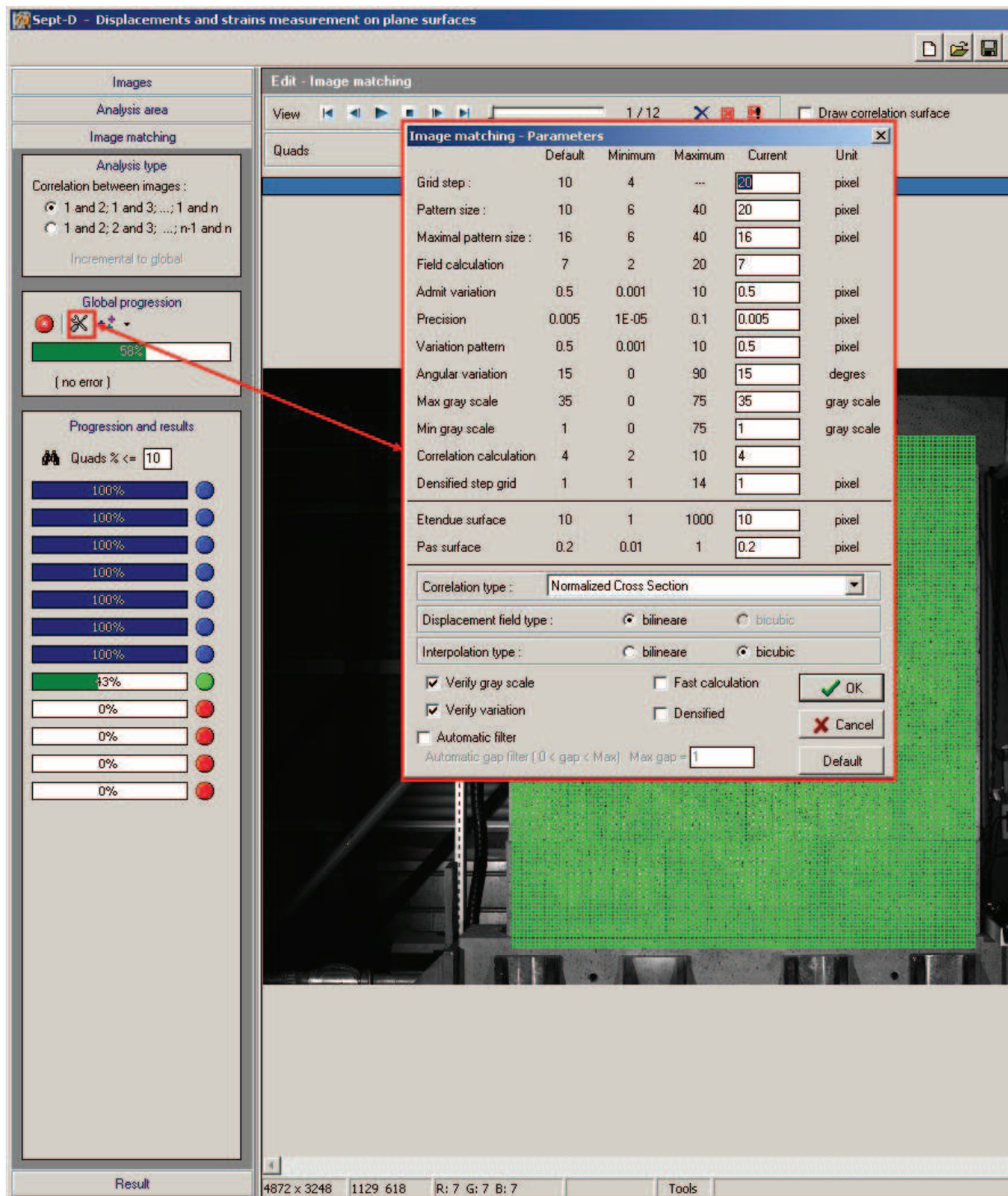


FIGURE 8.11 – Logiciel 7D : choix des paramètres complémentaires ; état de l'avancement de la corrélation.

### 8.3.4 Visualisation des résultats

Une fois la corrélation complétée, il est possible de visualiser les résultats obtenus en termes de déplacements ou de déformations, par exemple. Ainsi, la figure 8.12 présente les déplacements horizontaux (en pixels) en fin d'essais.

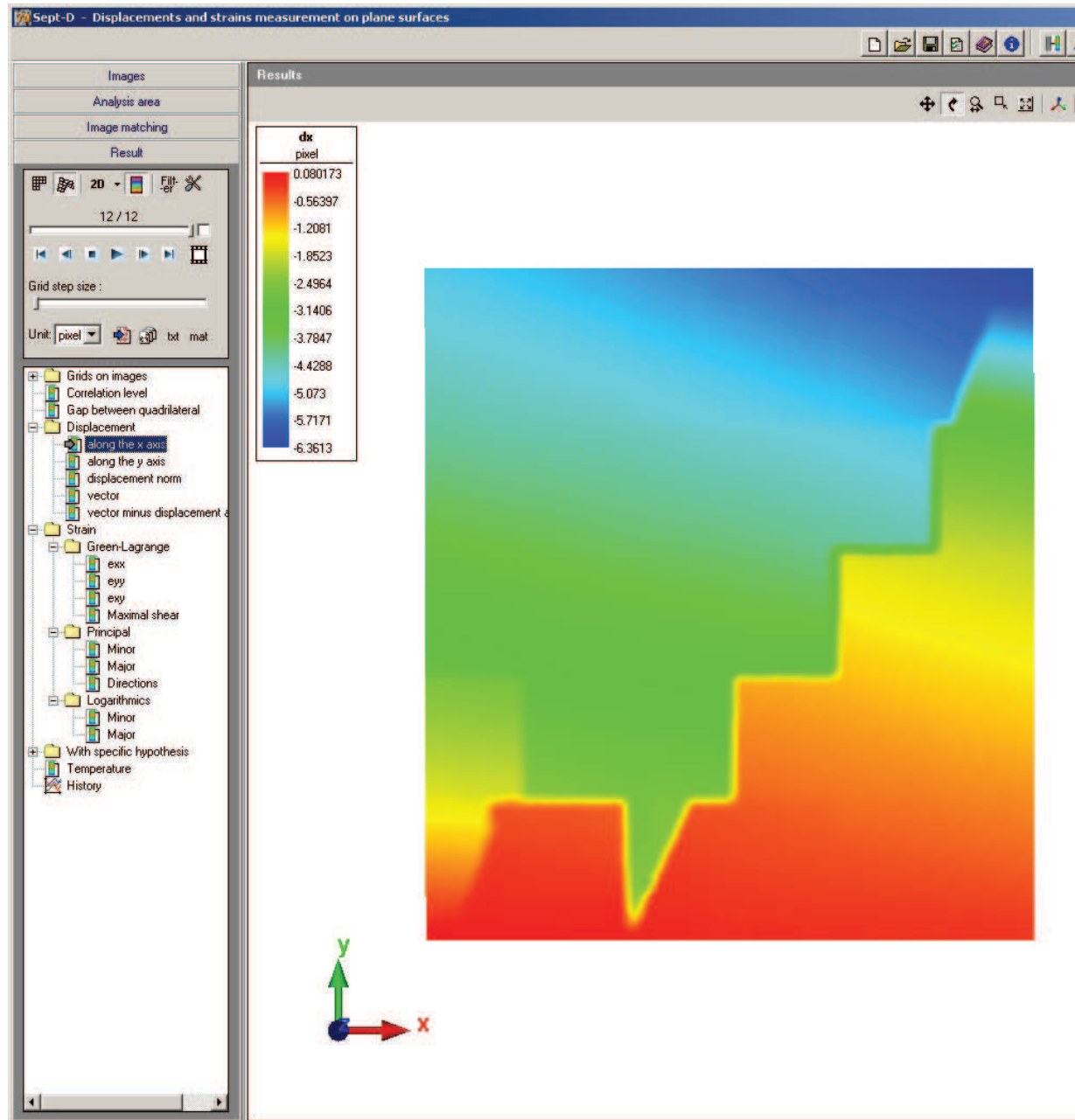


FIGURE 8.12 – Logiciel 7D : visualisation des résultats, ici les déplacements horizontaux en fin d'essais.



# Bibliographie

- AASHTO-T-237, 2009. Test slant shear strength of epoxy bonded agent, aashto t-237. American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Adam, M., Bertrand, R., Dreux, G., Gorisse, F., Geoffray, J., 2008. Béton hydraulique - mise en oeuvre - bétonnages spéciaux. Tech. rep., Techniques de l'ingénieur.
- Adessi, D., Sacco, E., 2012. A multi-scale enriched model for the analysis of masonry panels. *International Journal of Solids and Structures* 46, 865–880.
- Akazawa, S., 1943. Splitting tensile test on cylindrical specimens. *J Jpn Civil Eng Inst*, 6 :12–9.
- ASTM-C-1404, 2003. Standard test method for bond strength of adhesive systems used with concrete as measured by direct tension.
- ASTM-C-496, 1991. Standard test method for splitting tensile strength of cylindrical concrete specimens.
- ASTM-C-882/C-882M, 1998. Standard test method of bond strength of epoxy resin systems used with concrete by slant shear. *Book of Standards Volume 04.02*.
- Austin, S., Robins, P., Pan, Y., 1995. Tensile bond testing of concrete repairs. *Materials and Structures* 28, 249–259.
- Austin, S., Robins, P., Pan, Y., 1999. Shear bond testing of concrete repairs. *Cement and Concrete Research* 29, 1067–1076.
- Barroso de Aguiar, J., Daniela Cruz, M., 1998. A study of the adhesion between hydraulic mortars and concrete. *Journal of Adhesion Science and Technology* 12, No. 11, 1243–1251.
- Benramoul, L., Abdellah El-Hadj, A., 2011. An elastic-perfectly plastic model for simulating an aluminum particle behavior during plasma thermal spraying using the finite element method. *Applied surface science* 258, 962–971.
- Beushausen, H., Alexander, M., 2008. Bond strength development between concretes of different ages. *Magazine of Concrete Research* 60, 65–74.
- Binda, L., Tiraboschi, C., Mirabella Roberti, G., Baronio, G., Cardani, G., 1996. Measuring masonry material properties : detailed results from an extensive experimental research, part ii : Tests on masonry specimens. Report 5.1, Politecnico di Milano.
- BS-6319, 1984. Testing of resin composites for use in construction, bs 6319, part. 4 : Measurement of bond strength by slant shear method. British Standard Institute.

- Carneiro, F., Barcellos, A., 1953. Tensile strength of concretes. RILEM, Bulletin no. 13. Paris.
- Cela, J., 1998. Analysis of reinforced concrete structures subjected to dynamic loads with a viscoplastic drucker-prager. *Applied Mathematical Modelling* 22, 7, 495–515.
- Chen, P., Fu, X., Chung, D., 1995. Improving the bonding between old and new concrete by adding carbon fibers to the new concrete. *Cement and Concrete Research* 25, 3, 491–496.
- Chorinsky, E., 1986. Repair of concrete floors with polymer, modified cement mortars. *Proceedings of the RILEM International Symposium on Adhesion between Polymers and Concrete*, Aix-en-Provence, 230–234.
- Clausen, J., Damkilde, L., Anderson, L., 2007. An efficient return algorithm for non-associated plasticity with linear yield criterion in principal stress space. *Computers and Structures* 85, 1795–1807.
- Cleland, D., Yeoh, K., Long, A., 1992. The influence of substrate preparation methods on the adhesion strength of patch repairs for concrete. *Proceedings of the 3rd International Colloquium on Material Science and Restoration*, Esslingen, Germany, 868–871.
- Courard, L., 1998. Parametric definition of sandblasted and polished concrete surfaces. *IXth International Congress on Polymers in Concrete*.
- Courard, L., 1999. Contribution à l'analyse des paramètres influençant la création de l'interface entre un béton et un système de réparation. appétence et adhérence : cause et effet d'une liaison. Ph.D. thesis, Université de Liège, Belgique.
- Décret-2010-1254, 2010. Décret 2010-1254 du 22 octobre 2010 relatif à la prévention du risque sismique. *JORF* 0248.
- Décret-2010-1255, 2010. Décret 2010-1255 du 22 octobre 2010 portant délimitation des zones de sismicité du territoire français. *JORF* 0248, 19087.
- Delatte, N., Wade, D., Fowler, D., 2000. Laboratory and field testing of concrete bond development for expedited bonded concrete overlays. *ACI Materials Journal* 97, 272–280.
- Drysdale, R., Hamid, A., Baker, L., 1999. *Masonry structures : behaviour and design*.
- El-Dakhakhni, W., Drysdale, R., Khattab, M., 2006. Multilaminar macromodel for concrete masonry : Formulation and verification. *Journal of Structural Engineering* 132(12), 1984–1996.
- Emmons, P., 1994. Concrete repair and maintenance. in : *Part three : Surface repair*, section 6 : Bonding repair materials to existing concrete. *ma : R.s. means company*, 154–63.
- EN-1015-11, 2000. Méthodes d'essai des mortiers pour maçonnerie - partie 11 : détermination de la résistance en flexion et en compression du mortier durci.
- EN-1052-1, 1999. Méthodes d'essai de la maçonnerie - partie 1 : détermination de la résistance à la compression.
- EN-1052-3, 2003. Méthodes d'essai de la maçonnerie - partie 3 : détermination de la résistance initiale au cisaillement.

- EN-12390-6, 2012. Essais pour béton durci - partie 6 : détermination de la résistance en traction par fendage déprovettes. AFNOR.
- EN-1992-1-1, 2005. pr en 1992-1-1, eurocode 2 : Design of concrete structures - part. 1.1 : General rules and rules for buildings, avril 2003. Eurocode.
- Espeche, A., Leon, J., 2011. Estimation of bond strength envelopes for old-to-new concrete based on a cylinder splitting test. *Construction and Building Materials* 25, 1222–1235.
- Eurocode 6, 2006. Eurocode 6 : Calcul des ouvrages en maçonnerie (en 1996) partie 1-1 : règles générales pour ouvrages en maçonnerie armée et non armée.
- Eurocode 8, 2005. Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance au séismes (en 1998) partie 1 : règles générales, actions sismiques et règles générales pour le bâtiment.
- Gabor, A., Ferrier, E., Jacquelin, E., Hamelin, P., 2006. Analysis and modelling of the in-plane shear behaviour of hollow brick masonry. *Construction and Building Materials* 20, 308–321.
- Garbacz, A., Gorka, M., Courard, L., 2004. Effect of concrete surface treatment on adhesion in repair systems. *Magazine of Concrete Research* 56, 1–12.
- Grennerat, F., 2006. Hétérogénéités de déformation au cours du fluage transitoire de la glace polycristalline. Ph.D. thesis, Université de Grenoble.
- Haach, V., 2009. Development of a design method for reinforced masonry subjected to in-plane loading based on experimental and numerical analysis. Ph.D. thesis, Universidade do Minho - Escola de Engenharia.
- Haach, V., Ramalho, M., Correa, M., 2013. Parametrical study of unreinforced flanged masonry wall subjected to horizontal loading through numerical modelling. *Engineering Structures* 56, 207–217.
- Hendry, A., 2001. Masonry walls : materials and construction. *Construction and Building Materials* 15(8), 323–330.
- I.C.B., 1987. International recommendations for design and erection of unreinforced and reinforced masonry structures. publication 94, rotterdam. Tech. rep., International Council for Buildings.
- Juarez, M., Morales, M., Munoz, P., mendivil, M., 2012. Influence of horizontal joint on the thermal properties of single-leaf walls with lightweight clay blocks. *Energy and Buildings* 49, 362–366.
- Jukes, P., Riddington, J., 1998. A review of masonry tensile bond strength test methods. *Masonry International* 12(2), 51–57.
- Júlio, E., Branco, F., Silva, V., 2004. Concrete-to-concrete bond strength. influence of the roughness of the substrate surface. *Construction and Building Materials* 18, 675–681.
- Júlio, E., Branco, F., Silva, V., Lourenco, J., 2006. Influence of added concrete compressive strength on adhesion to an existing concrete substrate. *Building and Environment* 41, 1934–1939.

- Koutromanos, I., Stavridis, A., Shing, P., Willam, K., 2011. Numerical modeling of masonry-infilled rc frames subjected to seismic loads. *Computer and structures* 89, 1026–1037.
- Kreigh, J., 1976. Arizona slant shear test : a method to determine epoxy bond strength. *Journal of American Concrete Institute* 73(3), 372–3.
- Li, S., Geissert, D., Frantz, G., 1997. Durability and bond of high performance concrete and repaired portland cement concrete. Joint Highway Research Advisory Council, Project JHR 97-257, University of Connecticut, USA.
- Lourenço, P., 1996. Computational strategies for masonry structures. Ph.D. thesis, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Lourenço, P., 1998a. Experimental and numerical issues in the model of the mechanical behavior of masonry. p. roca *et al.* (eds) : *Structural analysis of historical constructions ii*. CIMNE, Barcelona, 57–91.
- Lourenço, P., 1998b. Sensitivity analysis of masonry structures. *Proceedings of the 8th Canadian Masonry Symposium*, Jasper, Canada, 563–574.
- Lourenço, P., Rots, J., 1997. Multisurface interface model for analysis of masonry structures. *Journal of Engineering Mechanics* 123(7), 660–668.
- Lourenço, P., Rots, J., Blaauwendraad, J., 1995. Two approaches for the analysis of masonry structures : micro and macro-modeling. *HERON* 40, 313–340.
- Mann, W., Betzler, M., 1994. Investigations on the effect of different forms of test samples to test the compressive strength of masonry. *10th IB2Mac*, Calgary, Canada, 1305–1313.
- Mays, G., 2001. Performance requirements for structural adhesives in relation to concrete strengthening. *International Journal of Adhesion and Adhesives* 21, 423–429.
- Milani, G., Lourenço, P., Tralli, A., 2006. Homogenised limit analysis of masonry walls, part ii : Structural examples. *Computers & Structures* 84, 181–195.
- Modena, C., da Porto, F., Valuzzi, M., 2004. Reinforced and rectified clay blocks masonry. *SISMICA 2014*, 6 Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sismica, 155–177.
- Momayez, A., Ehsani, M., Ramezani pour, A., Rajaie, H., 2005. Comparison of methods for evaluating the bond strength between concrete substrate and repair materials. *Cement and Concrete Research* 35, 748–757.
- Momayez, A., Ramezani pour, A., Rajaie, H., Ehsani, M., 2004. Bi-surface shear test for evaluating bond between existing and new concrete. *ACI Materials journal* 101, 99–106.
- Naderi, M., 2009. Analysis of the slant shear test. *Journal of Adhesion Science and Technology* 23(2), 229–45.
- Naderi, M., Cleland, D., Long, A., 1986. Bond strength of patch repair mortars for concrete. *Rilem Symp. Adhesion between Polymers and Concrete*, Chapman and Hall Ltd, London, 235–244.

- NF-EN-1015-11, 2000. Méthodes d'essai des mortiers pour maçonnerie. partie 11 : détermination de la résistance en flexion et en compression du mortier durci.
- NF-EN-1015-12, 2001. Méthodes d'essai des mortiers pour maçonnerie. partie 12 : détermination de l'adhérence des mortiers d'enduit durcis appliqués sur supports.
- NF-EN-12390-3, 2012. Essais pour béton durci - partie 3 : résistance à la compression des éprouvettes.
- Oettl, G., Stark, R., Hofstetter, G., 1998. A comparison of elastic-plastic soil models for 2d fe analysis of tunnelling. *Computers and Geotechnics* 23, 19–38.
- Oliveira, D., 2003. Experimental and numerical analysis of blocky masonry structures under cyclic loading. Ph.D. thesis, Escola de Engenharia - Universidade do Minho.
- Oliveira, J., Lourenço, P., Barros, J., 2002. Shear testing of stack bonded masonry. Tech. rep., Universidade do Minho. Departamento de Engenharia Civil.
- Pacheco-Torgal, F., Castro-Gomes, J., S., J., 2008. Adhesion characterization of tungsten mine waste geopolymeric binder. influence of opc concrete substrate surface treatment. *Construction and Building Materials* 22, 154–161.
- Pan, B., Qian, K., Xie, H., Asundi, A., 2009. Two-dimensional digital image correlation for in-plane displacement and strain measurement : a review. *Measurement science and technology* 20.
- Raijmakers, T., Vermeltfoort, A., 1992. Deformation controlled test in masonry shear walls (in dutch). report b-92-1156. Tech. rep., TNO-Bouw, Delft, The Netherlands.
- Ramey, G., Strickland, M., 1984. An experimental evaluation of rapid-setting materials used in the repair of concrete bridges and pavements. State of Alabama Highway Department.
- Raupach, M., 2006. Concrete repair according to the new european standard en 1504. RWTH Aachen, ibac.
- Ray, I., Davalos, J., Luo, S., 2005. Interface evaluations of overlay-concrete bi-layer composites by a direct shear test method. *Cement and Concrete Composites* 27, 3, 339–347.
- Saldanha, R., Júlio, E., Dias-da Costa, D., Santos, P., 2013. A modified slant shear test dedesign to enforce adhesive failure. *Construction and Building Materials* 41, 673–680.
- Salençon, J., 2002. de l'Élasto-plasticité au Calcul à la rupture. Les éditions de l'École Polytechnique.
- Santos, P., 2009. Assesment of the shear strength between concrete layers. Ph.D. thesis, Departamento de Engenharia Civil - Faculdade de Ciências e Tecnologia - Universidade de Coimbra.
- Santos, P., Júlio, E., 2008. Development of a laser roughness analyser to predict in situ the bond strength of concrete-to-concrete interfaces. *Magazine of Concrete Research* 60, 5, 329–337.



- Santos, P., Júlio, E., 2011. Factors affecting bond between new and old concrete. *ACI Materials journal* 108, 449–456.
- Santos, P., Júlio, E., 2013. A state-of-the-art review on roughness quantification methods for concrete surfaces. *Construction and Building Materials* 38, 912–923.
- Santos, P., Júlio, E., Silva, V., 2007. Correlation between concrete-to-concrete bond strength and the roughness of the substrate surface. *Construction and Building Materials* 21, 1688–1695.
- Saucier, F., M., P., 1991. Durability of new-to-old concrete bonding. In : *Proceedings of the ACI International Conference Evaluation and Rehabilitation of Concrete Structures and Innovations in Design*, Hong Kong 1, 698–707.
- Tabor, L., 1978. Evaluation of resin systems for concrete repair. *Magazine of Concrete Research* 30(15), 221–5.
- Talbot, C., M., P., Beaupré, D., Morgan, D., 1994. Influence of surface preparation on long-term bonding of shotcrete. *ACI Materials journal* 91, No. 6, 560–566.
- Tomazevic, M., 2009. Shear resistance of masonry walls and eurocode 6 : shear versus tensile strength of masonry. *Materials and structures* 42, 889–907.
- Tomazevic, M., Lutman, M., Bosiljkov, V., 2006. Robustness of hollow clay masonry units and seismic behaviour of masonry walls. *Construction and Building Materials* 20, 1028–1039.
- Tomazevic, M., Weiss, P., 2012. Robustness as a criterion for use hollow clay masonry units in seismic zones. *Materials and Structures* 45, 451–559.
- Tresca, H., 1868. Mémoire sur l'écoulement des corps solides. *Div. Sav. Ac. Sc. Paris*, 18, pp. 733-799 et 20, pp. 75-281.
- Triconnet, K., 2007. Identification des propriétés mécaniques à partir de mesures de champs dans un matériau multi-phase. Ph.D. thesis, École Nationale Supérieure d'Arts et Métiers.
- Tschegg, E., Stanzl, S., 1991. Adhesive power measurements of bonds between old and new concrete. *Journal of Materials Science* 26, 6189–5194.
- van der Pluijm, R., 1993. Shear behaviour of bed joints. *The sixth north american masonry conference*, 125–136.
- van der Pluijm, R., 1999. Out of plane bending of masonry behaviour and strength. *Eindhoven University of Technology*.
- Vermeltfoort, A., Raijmakers, T., Janssen, H., 1993. Shear tests on masonry walls. *The Sixth North American Masonry Conference*, Philadelphia, Pennsylvania, 1183–1193.
- Verpeaux, P., Charras, T., Millard, A., 1988. Castem2000 une approche moderne du calcul des structures. *Calcul des structures et intelligence artificielle*, 261–271.
- Wijaya, W., Kusumastuti, D., Suarjana, P., Rildova, Pribadi, K., 2011. Experimental study on wall-frame connection of confined masonry wall. *Procedia engineering* 14, 2094–2102.

- Xie, H.-C., Li, G.-Y., Xiong, G.-J., 2002. Microstructure model of the interfacial zone between fresh and old concrete. *Journal of Wuhan University of Technology* 17, 64–68.
- Zucchini, A., Lourenço, P., 2009. A micro-mechanical homogenisation model for masonry : Application to shear walls. *International Journal of Solids and Structures* 46, 871–886.